

## Evaluation of response modification factor of special concentrically braced frames equipped with ductile fuse members

Hoveidae N.<sup>1</sup>, Mehdizadeh A.<sup>2\*</sup>

1- Assistant Professor, Civil Engineering department, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran

2- Graduate Student, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran

### ABSTRACT

Because of significant lateral stiffness, high lateral strength, and ease of construction and erection, conventional concentrically braced frames are known as one of the most useful structural systems in steel buildings. However, these structural systems exhibit an undesirable performance that have limited their application. The ordinary concentrically braced frames enter the inelastic phase under moderate and severe earthquakes and in this case, the compression braces begin to buckle and the full energy dissipation capacity of braces is not attained. This study aims to examine the structural fuse concept by application of special fuses at the end of the chevron braces. These fuses are consist of four elliptical holes in every side of the HSS brace member that is laterally confined by an HSS sleeve. In order to investigate seismic behaviour and compare the effect of the fuses, special braced frames with chevron arrangement, without fuse elements (SCBFs) and with fuse elements (FSCBFs) are considered. The prototype models consist of 5-story, 10-story, and 15-story braced frames, which are designed in Etabs software per Iranian seismic code of practice. The inelastic response of prototype models are evaluated in Seismostruct software through Incremental dynamic analysis (IDA) and using seven near-fault records. The study resulted higher response modification factor of FSCBFs compared with SCBFs.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 26 December 2020

**Revise Date:** 21 June 2021

**Accept Date:** 04 August 2021

### Keywords:

Ductile fuse

Braced Frame

Seismic Response

Response Modification factor

Incremental Dynamic Analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.263851.2319>

\*Corresponding author: Nader Hoveidae

Email address: Hoveidae@azaruniv.ac.ir

## ارزیابی ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه مجهز به فیوز شکل‌پذیر

نادر هویدایی\*<sup>۱</sup>، امیر مهدی زاده<sup>۲</sup>

۱- دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز

### چکیده

مهاربندهای همگرای فولادی به دلیل سختی جانبی قابل توجه، مقاومت جانبی بالا، و سهولت اجرا، یکی از پرکاربردترین سیستم‌های سازه‌ای در ساخت سازه‌های اسکلت فولادی می‌باشد. با این وجود، زمانی که این سیستم‌ها تحت زلزله‌های متوسط و شدید قرار می‌گیرند مهاربندهای فشاری دچار کمناش می‌شوند. این امر باعث عدم امکان استفاده از تمام ظرفیت این مهاربندها در استهلاک انرژی لرزه‌ای و کاهش شکل‌پذیری مهاربند می‌شود. در دهه‌های اخیر، محققان تحقیقات وسیعی بر روی این سیستم‌ها انجام داده و روش‌های مختلفی را برای افزایش شکل‌پذیری مهاربندهای همگرای متداول توسعه داده‌اند. عمده روش‌هایی که برای افزایش شکل‌پذیری سازه‌های فولادی مهاربندی مورد استفاده قرار گرفته‌اند، شامل استفاده از مهاربندهای کمناش‌تاب به جای مهاربند مرسوم و نیز استفاده از فیوزهای سازه‌ای به صورت موضعی و در قسمت‌های خاص از طول مهاربند می‌باشد. در این تحقیق، رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی مهاربندی همگرای ویژه که مجهز به فیوز تسلیم‌شونده و شکل‌پذیر در انتهای مهاربندها هستند، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. این فیوزها با کاهش سطح مقطع مهاربند بصورت موضعی و با تعبیه‌ی سوراخ‌های بیضوی در چهار طرف مقطع قوطی شکل مهاربند ایجاد شده‌اند. برای ممانعت از کمناش موضعی فیوز، می‌توان از یک غلاف محصورکننده با طول محدود در اطراف فیوز استفاده نمود. برای بررسی رفتار لرزه‌ای و مقایسه تاثیر عملکرد فیوز بر پارامترهای لرزه‌ای، قاب‌های مهاربندی شده ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه‌ی همگرای ویژه بدون فیوز و مجهز به فیوز، در نرم‌افزار ایتبس و مطابق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده‌اند. برای بررسی رفتار غیرخطی از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی با استفاده از هفت رکورد زلزله در نرم‌افزار *Seismostruct* استفاده شده‌است. نتایج این تحقیق نشان دهنده‌ی ضریب رفتار بزرگتر سیستم مهاربندی مجهز به فیوز در مقایسه با سیستم مهاربندی بدون فیوز می‌باشد.

کلمات کلیدی: فیوز شکل‌پذیر، قاب مهاربندی شده، رفتار لرزه‌ای، ضریب رفتار، تحلیل دینامیکی افزایشی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	شناسه دیجیتال:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	<a href="https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.263851.2319">https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.263851.2319</a>					
10.22065/jsce.2021.263851.2319		۱۴۰۰/۱۲/۲۹	۱۴۰۰/۰۵/۱۳	۱۴۰۰/۰۵/۱۳	۱۴۰۰/۰۳/۳۱	۱۳۹۹/۱۰/۰۶
نادر هویدایی					*نویسنده مسئول: بست الکترونیکی:	
Hoveidaei@azaruniv.ac.ir						

## ۱- مقدمه

از جمله سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی در سازه‌های فولادی، قاب‌های مهاربندی شده هم‌محور می‌باشد. در سازه‌های با مهاربندی هم‌محور، انتقال نیروی جانبی از طریق نیروی محوری اجزاء انجام می‌شود. نیروی محوری ایجاد شده در مهاربند موجب کمانش مهاربندهای فشاری قبل از رسیدن به مرحله‌ی غیرارتجاعی شده و در اثر این پدیده، ظرفیت استهلاک انرژی و شکل‌پذیری مهاربند کاهش می‌یابد. به‌رغم سختی و مقاومت جانبی بالای سازه‌های با مهاربندهای متداول هم‌محور، شکل‌پذیری پایین یکی از معایب اصلی آنها به شمار می‌رود. بنابراین هر گونه تغییری در سیستم مهاربند که منجر به افزایش شکل‌پذیری گردد، موجبات بهبود رفتار لرزه‌ای مهاربند را فراهم نموده و مورد استقبال مهندسان طراح خواهد بود. در سال‌های اخیر، تحقیقات و پژوهش‌های گسترده‌ای به منظور افزایش ظرفیت شکل‌پذیری مهاربندهای هم‌محور انجام شده است. در هر یک از این تحقیقات کوشش شده است که با اصلاح اتصالات یا تعبیه فیوزهایی، شکل‌پذیری آنها افزایش یابد. فیوزهای سازه‌ای در واقع اعضای از سازه هستند که از طریق یک مکانیزم خاص باعث تمرکز پلاستیسیته و اتلاف انرژی لرزه‌ای در محدوده کوچکی از عضو می‌شود و باعث می‌گردد خسارات وارده بر سایر قسمت‌های سازه به حداقل برسد. در سال ۱۹۷۷ پوپوف و رویدر ایده‌ی فیوز شکل‌پذیر را در مهاربند واگرا جهت افزایش ظرفیت انرژی هیسترتیک قاب‌های فولادی مطرح کردند [۱]. پال و همکاران سیستم میراگر اصطکاکی را ارائه کردند که با نام میراگر پال شناخته شد. این سیستم به گونه‌ای طراحی شده بود که در برابر زلزله‌های کوچک و متوسط دوران نکند ولی به محض وقوع زلزله شدید، چرخشی که بین قطعات آن به صورت اصطکاکی ایجاد می‌شد باعث استهلاک انرژی ناشی از زلزله می‌شد [۲]. تی سای در سال ۱۹۹۳ از صفحات X شکل فولادی که بین دو صفحه ضخیم قرار گرفتند به عنوان عضو شکل‌پذیر استفاده کرد. کارکرد این صفحات به گونه‌ای بود که در اثر اعمال نیروی جانبی، قاب تحت خمش قرار می‌گرفت و برش طبقه از طریق آنها به مهاربند منتقل می‌شد. این صفحات X شکل رفتاری غیرارتجاعی از خود نشان دادند که باعث استهلاک انرژی زلزله شد [۳]. بالندرا و همکاران در سال ۲۰۰۱ از یک مهاربند زانویی که در انتهایش دارای اتصال اصطکاکی بود استفاده کردند. کارکرد آن به گونه‌ای بود که در هنگام اثر نیروهای لرزه‌ای ضعیف‌تر، جذب و استهلاک انرژی از طریق اتصال اصطکاکی انجام می‌گرفت، ولی هنگام وقوع زمین‌لرزه‌های شدید اتلاف انرژی از طریق رفتار پلاستیک عضو زانویی انجام می‌گرفت [۴]. رضایی و همکاران سه نوع فیوز مهاربندی مختلف را در مهاربندهای همگرا تحت بار چرخه‌ای قراردادند. فیوزهای به کار رفته در این تحقیق شامل مهاربند با مقطع قوطی شکل یا HSS با سوراخ‌های بیضی بود که اطراف آنها به شکل‌های متفاوت با باکس، نبشی و دابل نبشی غلاف بندی و محصور شده بود. آنها نتیجه گرفتند که هنگامی که این فیوزها تحت بار چرخه‌ای قرار می‌گیرند ظرفیت تسلیم خود را به طور کامل حفظ می‌کنند. همچنین خرابی مهاربندها در هر سه نمونه هنگامی که تحت کشش قرار می‌گرفتند در قسمت فیوز اتفاق افتاد. با این وجود، شکل و طول فیوز و نوع سیستم مقید کننده‌ی کمانش موضعی فیوز بسیار تاثیر گذار بوده است [۵]. رای و گوئل به بررسی رفتار لرزه‌ای و ارتقای مهاربندهای همگرا پرداختند و به این نتیجه رسیدند که عملکرد مهاربندهای همگرا را می‌توان با به تاخیر انداختن شکست مهاربندها بهبود داد [۶]. کیم و همکاران به محاسبه ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شورون پرداختند و به این نتیجه رسیدند که ضریب رفتار با کاهش ارتفاع طبقات و افزایش طول دهانه افزایش می‌یابد [۷]. لجرون و همکاران عملکرد فیوز بر قاب‌های مهاربندی شده همگرا تحت بار چرخه‌ای را مورد مطالعه قرار دادند و از آرایش‌های مختلف فیوز در نبشی‌ها استفاده کردند و نتیجه گرفتند گرچه این نوع فیوزها رفتار شکل‌پذیر کاملی را فراهم می‌کند، شکل هندسی فیوز و محل قرارگیری آن تاثیر به‌سزایی در عملکرد آن دارد [۸]. چراغی و زهرانی اثر کاربرد نبشی فولادی در مهاربند شیاردار جهت جلوگیری از کمانش مهاربند را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج حاکی از بهبود عملکرد چرخه‌ای و افزایش شکل‌پذیری مهاربند همگرا بوده که با توجه به سهولت اجرای آن، می‌تواند به عنوان سیستم استهلاک‌گر انرژی به کار برده شود [۹]. شن و همکاران یک مطالعه‌ی تحلیلی روی قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه با و بدون مهاربند کمانش تاب انجام دادند. نتایج نشان داد مهاربندهای کمانش-ناپذیر باعث کاهش جابجایی جانبی نسبی طبقه، برطرف کردن ضعف تیر و جلوگیری از شکست مهاربندها می‌شوند [۱۰]. علی پور و جوکار اثر کاهش مقطع مهاربند بر نمودار بارافزون قاب‌های فولادی همگرا را مورد مطالعه قرار دادند و نتیجه گرفتند که مهاربند با مقطع کاهش‌یافته، انرژی وارده به سازه ناشی از بارهای لرزه‌ای را به خوبی مستهلک می‌کند و شکل‌پذیری سازه را افزایش می‌دهد. همچنین مشاهده شد با عملکرد مناسب فیوز، مقدار برش پایه‌ی سازه نیز کاهش پیدا می‌کند [۱۱].

کافی و کچوئی به صورت عددی و آزمایشگاهی روشی را برای بهبود رفتار پس کمانشی مهاربندهای همگرا ارائه کردند. در این تحقیق، آنها از مهاربند مجهز به فیوز استفاده کردند. آنها در این مطالعه نتیجه گرفتند که مهاربند مجهز به فیوز نسبت به مهاربند معمولی، ظرفیت باربری و شکل پذیری بالاتری دارد و می تواند جایگزین مناسبی برای مهاربندهای معمولی باشد [۱۲-۱۳-۱۴-۱۵].

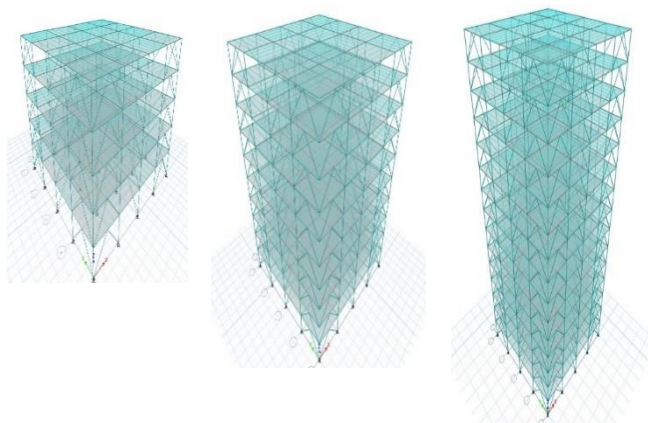
آقارا و تاهیر [۱۶] رفتار لرزه ای مهاربند مجهز به یک نوع فیوز را مورد بررسی قرار دادند و نتیجه گرفتند که فیوز پیشنهادی قابلیت بالای استهلاک انرژی را داراست. هویدایی و همکاران [۱۷]، یک نوع مهاربند کمانش تاب با طول هسته کوتاه را معرفی نمودند و نتیجه گرفتند که هسته کوتاه همانند یک فیوز در انتهای مهاربند قادر به تحمل تغییر شکل های پلاستیک بزرگ بدون پتانسیل شکست در اثر خستگی سیکل پایین می باشد. مازولانی و همکاران [۱۸] از یک نوع سیستم مهاربندی مجهز به فیوز برای مقاوم سازی لرزه ای سازه های موجود استفاده کردند و نتیجه گرفتند که سیستم مهاربندی مذکور قابلیت بالایی در تامین سختی و شکل پذیری دارد.

## ۲- مشخصات مدل های سازه ای

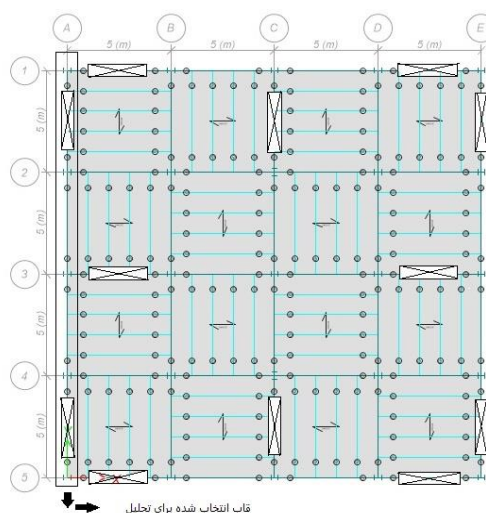
در این پژوهش از سازه های فولادی با سیستم مهاربندی ساده در دو مدل مجزا به صورت قاب های مهاربندی همگرای شورون ویژه (SCBF<sup>۱</sup>) و قاب های مهاربندی همگرای شورون ویژه مجهز به فیوز (FSCBF<sup>۲</sup>)، در تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه جهت مدل سازی و تحلیل استفاده شده است. مهاربندهای به کار رفته در هر دو مدل از نوع مقاطع توخالی مستطیلی HSS می باشد. سطح مقطع فیوز در مهاربندهای مجهز به فیوز برابر با سطح مقطع مهاربندهای معمولی فرض شده و سطح مقطع مهاربندهای مجهز به فیوز در سایر قسمت های خارج از محدوده، ۱/۵ برابر سطح مقطع فیوز در نظر گرفته شده است. در این حالت، دو سیستم مهاربندی مقاومت جانبی یکسان و سختی جانبی نابرابر خواهند داشت. همچنین با توجه به اینکه پیوند تجربی که تابعی از ارتفاع قاب ها می باشد، پیوند حاکم در محاسبه ضرایب برش پایه بوده است و نیز با توجه به تساوی مقاومت های جانبی دو سیستم، ابعاد تیرها و ستون ها در هر دو مدل با فیوز و بدون فیوز، یکسان محاسبه شده است. برای مدل سازی ناحیه فیوز در مهاربند، کل طول مهاربند به دو قسمت تقسیم گردیده است. در قسمت انتهایی مهاربند از یک مقطع عمومی (general) برای مدل سازی فیوز استفاده شده است. برای این منظور، با حفظ سطح مقطع فیوز، ممان اینرسی این مقطع بصورت مجازی افزایش داده شده است تا تنش های ناشی از خمش در این ناحیه نزدیک صفر بوده، رفتار فیوز صرفاً بصورت محوری بوده و مقاومت محوری این قسمت برابر با مقاومت محوری فیوز باشد. تمامی اتصالات قاب ها به صورت مفصلی بوده و هر دو مدل مورد مطالعه، هم از نظر ارتفاع و هم از نظر پلان منظم می باشند. ارتفاع طبقات ۳/۲ متر، پلان طبقات به صورت مربعی ۲۰ متر در ۲۰ متر با دهانه های ۵ متری بوده و سیستم کف طبقات از نوع کامپوزیت می باشد. سازه های مذکور بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۹] و با فرض خاک نوع سه با کاربری مسکونی در شهر تبریز طراحی شدند. در شکل (۱) پلان قاب و نمای سه بعدی قاب ها نشان داده شده است.

<sup>1</sup> Special Concentrically Braced Frame

<sup>2</sup> Fuse-equipped Special Concentrically Braced Frame



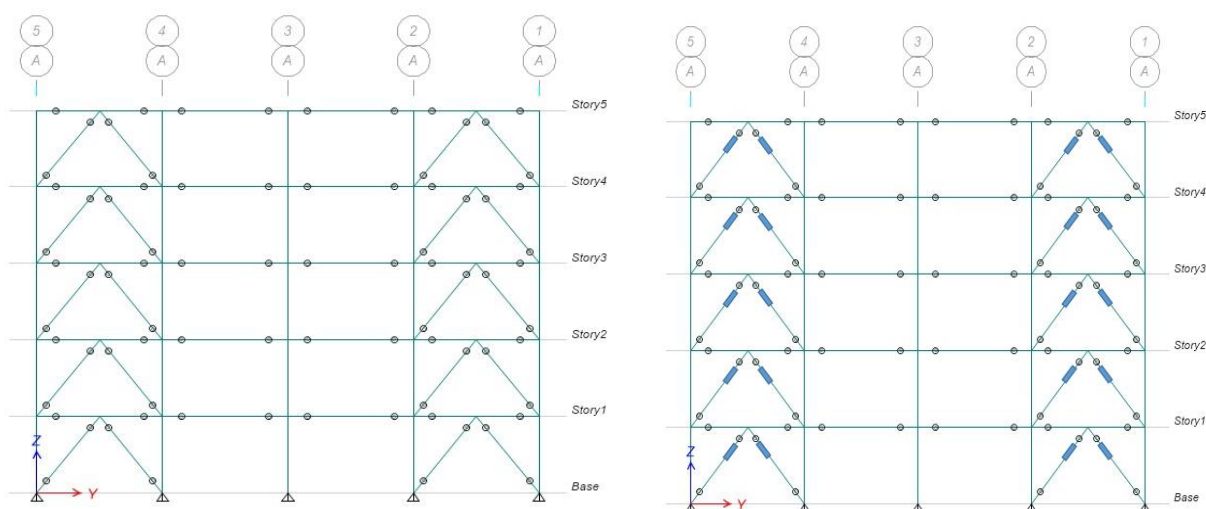
(ب)



(الف)

شکل (۱) الف-پلان، ب- نمای سه بعدی ساختمانهای ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه

فولاد به کار رفته در تیرها، ستون‌ها و مهاربندها در این تحقیق از نوع فولاد G50 با تنش تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال و تنش نهایی ۵۲۰ مگاپاسکال می‌باشد. بارگذاری لرزه‌ای ساختمان مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم صورت گرفته و برای طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت آئین نامی فولاد آمریکا [۲۰] که تطابق خوبی با مبحث دهم مقررات ملی دارد استفاده شده است. بارگذاری ثقیلی بر روی طبقات و بام ساختمان مطابق با ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان صورت گرفته است، به طوری که طبقات قاب تحت بار ثقیلی مرده‌ی  $328 \text{ kg/m}^2$  و بار زنده‌ی  $200 \text{ kg/m}^2$  و طبقه بام تحت بار مرده‌ی  $332 \text{ kg/m}^2$  و بار زنده‌ی  $150 \text{ kg/m}^2$  قرار گرفته‌اند. بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، ضریب رفتار برای همه‌ی سازه‌ها مقدار  $5/5$  و ضریب اهمیت با توجه به کاربری مسکونی آنها مقدار عددی ۱ و نسبت شتاب مینای طرح  $0/35$  در نظر گرفته شده است. شکل (۲) جزئیات قاب مهاربندی با دو سیستم مهاربندی را نشان می‌دهد.



شکل (۲) آرایش مهاربندها در الف) قاب مجهز به فیوز، ب) قاب مهاربندی بدون فیوز

## ۳- نتایج طراحی و ابعاد اعضای سازه‌ای

زمان تناوب مود اول سازه‌ها که از تحلیل مودال در نرم افزار ایتبس [۲۱] به دست آمده در جدول (۱) و مقاطع طراحی شده در جداول (۲) تا (۴) ارائه شده است. در فرایند طراحی مدل‌های سازه‌ای در این مقاله، از روش‌های بهینه‌سازی موجود در ادبیات فنی [۲۲-۲۳] برای حصول یک طرح اقتصادی برای سازه و کاهش مصرف فولاد مصرفی بهره برده نشده است. لکن در تحقیقات آتی می‌توان از روش‌های مذکور برای نیل به یک طرح اقتصادی‌تر استفاده نمود.

جدول (۱) زمان تناوب مود اول سازه‌ها (ثانیه)

مدل سازه	قاب با مهاربند معمولی	قاب با مهاربند مجهز به فیوز
۵ طبقه	۰/۵۳	۰/۴۹
۱۰ طبقه	۱/۰۳	۰/۹۷
۱۵ طبقه	۱/۴۹	۱/۴۶

جدول (۲) مقاطع طرح شده برای سازه‌ی ۵ طبقه

طبقات	سازه با مهاربند معمولی (SCBF)			سازه با مهاربند مجهز به فیوز (FSCBF)		
	مقطع تیر	مقطع ستون	سطح مقطع مهاربند (Cm <sup>2</sup> )	مقطع تیر	مقطع ستون	سطح مقطع مهاربند (Cm <sup>2</sup> )
۱	W۱۲*۲۲	W۱۴*۶۸	۲۸	W۱۲*۲۲	W۱۴*۶۸	۲۸
۲	W۱۲*۲۲	W۱۴*۶۸	۲۸	W۱۲*۲۲	W۱۴*۶۸	۲۸
۳	W۱۲*۲۲	W۱۴*۳۸	۲۵	W۱۲*۲۲	W۱۴*۳۸	۲۵
۴	W۱۲*۲۲	W۱۴*۳۸	۲۲	W۱۲*۲۲	W۱۴*۳۸	۲۲
۵	W۱۲*۱۹	W۱۴*۲۶	۱۹	W۱۲*۱۹	W۱۴*۲۶	۱۹

جدول (۳) مقاطع طرح شده برای سازه‌ی ۱۰ طبقه

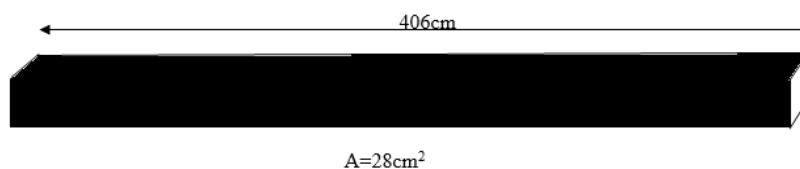
طبقات	سازه با مهاربند معمولی (SCBF)			سازه با مهاربند مجهز به فیوز (FSCBF)		
	مقطع تیر	مقطع ستون	سطح مقطع مهاربند (Cm <sup>2</sup> )	مقطع تیر	مقطع ستون	سطح مقطع مهاربند (Cm <sup>2</sup> )
۱	W۱۲*۲۲	W۱۴*۱۷۶	۴۲	W۱۲*۲۲	W۱۴*۱۷۶	۴۲
۲	W۱۲*۲۲	W۱۴*۱۷۶	۳۸	W۱۲*۲۲	W۱۴*۱۷۶	۳۸
۳	W۱۲*۲۲	W۱۴*۱۳۲	۳۸	W۱۲*۲۲	W۱۴*۱۳۲	۳۸
۴	W۱۲*۲۲	W۱۴*۱۳۲	۳۸	W۱۲*۲۲	W۱۴*۱۳۲	۳۸
۵	W۱۲*۲۲	W۱۴*۸۲	۳۸	W۱۲*۲۲	W۱۴*۸۲	۳۸
۶	W۱۲*۲۲	W۱۴*۸۲	۳۴	W۱۲*۲۲	W۱۴*۸۲	۳۴
۷	W۱۲*۲۲	W۱۴*۶۸	۳۴	W۱۲*۲۲	W۱۴*۶۸	۳۴
۸	W۱۲*۲۲	W۱۴*۶۸	۲۸	W۱۲*۲۲	W۱۴*۶۸	۲۸
۹	W۱۲*۲۲	W۱۴*۲۶	۲۸	W۱۲*۲۲	W۱۴*۲۶	۲۸
۱۰	W۱۲*۱۹	W۱۴*۲۶	۲۲	W۱۲*۱۹	W۱۴*۲۶	۲۲

جدول (۴) مقاطع طرح شده برای سازه‌ی ۱۵ طبقه

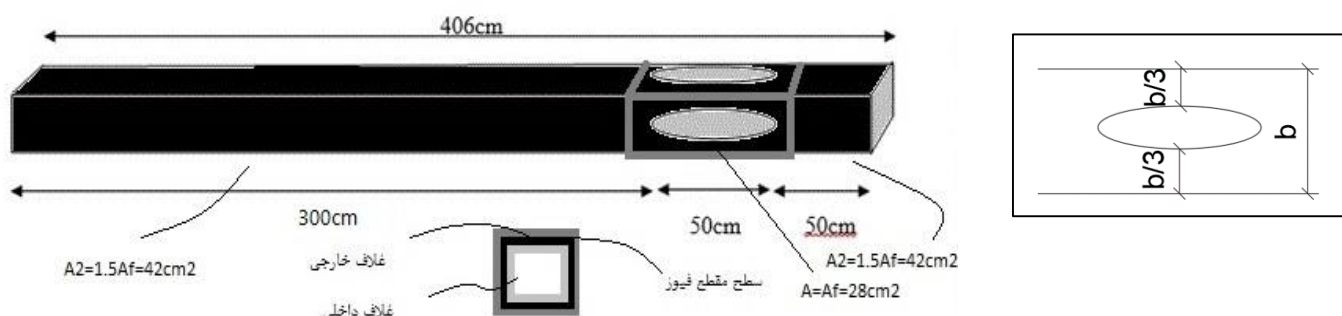
سازه با مهاربند مجهز به فیوز (FSCBF)				سازه با مهاربند معمولی (SCBF)			طبقات
سطح مقطع مهاربند (Cm <sup>2</sup> )	سطح مقطع فیوز (Cm <sup>2</sup> )	مقطع ستون	مقطع تیر	سطح مقطع مهاربند (Cm <sup>2</sup> )	مقطع ستون	مقطع تیر	
۸۷	۵۸	W۱۴*۴۲۶	W۱۲*۲۶	۵۸	W۱۴*۴۲۶	W۱۲*۲۶	۱
۸۷	۵۸	W۱۴*۴۲۶	W۱۲*۲۶	۵۸	W۱۴*۴۲۶	W۱۲*۲۶	۲
۸۷	۵۸	W۱۴*۴۲۶	W۱۲*۲۶	۵۸	W۱۴*۴۲۶	W۱۲*۲۶	۳
۸۷	۵۸	W۱۴*۲۸۳	W۱۲*۲۶	۵۸	W۱۴*۲۸۳	W۱۲*۲۶	۴
۸۷	۵۸	W۱۴*۲۸۳	W۱۲*۲۶	۵۸	W۱۴*۲۸۳	W۱۲*۲۶	۵
۸۷	۵۸	W۱۴*۲۸۳	W۱۲*۲۶	۵۸	W۱۴*۲۸۳	W۱۲*۲۶	۶
۸۷	۵۸	W۱۴*۱۹۳	W۱۲*۲۶	۵۸	W۱۴*۱۹۳	W۱۲*۲۶	۷
۸۷	۵۸	W۱۴*۱۹۳	W۱۲*۲۶	۵۸	W۱۴*۱۹۳	W۱۲*۲۶	۸
۷۳/۵	۴۹	W۱۴*۱۳۲	W۱۲*۲۶	۴۹	W۱۴*۱۳۲	W۱۲*۲۶	۹
۷۳/۵	۴۹	W۱۴*۱۳۲	W۱۲*۲۶	۴۹	W۱۴*۱۳۲	W۱۲*۲۶	۱۰
۶۶	۴۴	W۱۴*۷۴	W۱۲*۲۶	۴۴	W۱۴*۷۴	W۱۲*۲۶	۱۱
۶۶	۴۴	W۱۴*۷۴	W۱۲*۲۶	۴۴	W۱۴*۷۴	W۱۲*۲۶	۱۲
۶۰	۴۰	W۱۴*۳۸	W۱۲*۲۶	۴۰	W۱۴*۳۸	W۱۲*۲۶	۱۳
۵۲/۵	۳۵	W۱۴*۳۸	W۱۲*۲۶	۳۵	W۱۴*۳۸	W۱۲*۲۶	۱۴
۳۳	۲۲	W۱۴*۲۶	W۱۲*۲۶	۲۲	W۱۴*۲۶	W۱۲*۲۶	۱۵

## ۴- جزئیات مهاربند مجهز به فیوز ورقه‌ای شکل پذیر

برای در نظر گرفتن مفهوم فیوز سازه‌ای، از مهاربندی با مقطع قوطی یا HSS که بخشی از سطح مقطع آن در طول مشخص و از هر چهار وجه برش داده شده است، استفاده گردیده است. در واقع در مهاربند، تمرکز پلاستیسیته و استهلاک انرژی و شکل‌پذیری در قسمت فیوز خواهد بود. برای جلوگیری از کمانش موضعی ناحیه فیوز در مهاربند، از یک غلاف محصور کننده می‌توان استفاده نمود. با توجه به جزئیات فیوز، مقدار مقاومت تسلیم دو مهاربند با توجه به تساوی سطح مقطع ناحیه تسلیم شونده در دو سیستم برابر می‌باشد. با این حال، مقدار سختی محوری مهاربند مجهز به فیوز کمی بیشتر از مهاربند معمولی می‌باشد. در مهاربند مجهز به فیوز، مقدار سطح مقطع مهاربند در خارج از ناحیه فیوز ۱/۵ (یک و نیم) برابر مساحت فیوز فرض شده است. حداکثر عرض ناحیه‌ی سوراخ بیضی شکل در قسمت فیوز برابر یک سوم مقدار عرض بال قوطی و در هر چهار طرف مقطع عضو مهاربندی لحاظ شده است. با رعایت این فرض، مساحت ناحیه خارج از فیوز ۱/۵ برابر مساحت فیوز بدست می‌آید. سطح مقطع در نظر گرفته شده برای ناحیه‌ی خارج از فیوز، تضمین کننده‌ی رفتار ارتجاعی آن در حین تسلیم فیوز خواهد بود. شکل (۳) جزئیات مهاربند مجهز به فیوز را نشان می‌دهد. همانگونه که در شکل (۳) مشخص است، برای ممانعت از کمانش موضعی فیوز، از غلاف‌هایی به صورت موضعی در ناحیه داخلی و بیرونی فیوز استفاده شده است. این غلاف‌ها هیچ مشارکتی در باربری مهاربند نداشته و تنها اجزای کمکی برای کنترل کمانش موضعی فیوز می‌باشند.



شکل (۲) جزئیات مهاربند معمولی



شکل (۳) جزئیات مهاربند مجهز به فیوز

## ۵- مدل سازی قاب‌های مهاربندی در نرم افزار Seismostruct

در این پژوهش، برای مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی افزایشی از نرم‌افزار Seismostruct [۲۵] استفاده شده است. این نرم‌افزار از عناصر فیبری برای مدل‌سازی استفاده کرده و رفتار غیرخطی اجزا توسط مدل رفتاری مصالح تعیین می‌شود. این نرم‌افزار نیز مانند سایر نرم‌افزارهای اجزای محدود قادر به انجام تمامی تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی خطی یا غیرخطی است که البته در انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA) نیز بسیار موثر و کارآمد است. در تحلیل‌های انجام شده در این مقاله تمامی اثرات غیرخطی نظیر غیرخطی هندسی و  $P-\Delta$  در نظر گرفته شده است. برای تامین شرایط نقص هندسی در مهاربندها، در وسط هر یک از این اعضا به اندازه یک هزارم طول عضو خروج از مرکزیت لحاظ شده است. در واقع با این عمل، علاوه بر فراهم کردن شرایط برای کماتش مهاربندها در اثر بارهای محوری، شرایط برای اعمال خطای ساخت نیز فراهم خواهد شد. همچنین برای در نظر گرفتن اثر میرایی در تحلیل‌های دینامیکی از مدل میرایی رایلی استفاده شده است. از آن جایی که تمامی اتصالات تیرها به ستون‌ها و مهاربندها به تیرها در قاب‌های مدل شده از نوع مفصلی بوده و قاب‌ها نیز از لحاظ ارتفاع و هم از لحاظ پلان منظم می‌باشند، رفتار قاب‌های سه بعدی تفاوت چندانی با قاب‌های دوبعدی نخواهد داشت. لذا برای انجام تحلیل‌های غیرخطی، قاب مهاربند شده  $A$  در جهت محور  $Y$  از شکل (۱-الف) برای مدل‌سازی در نرم‌افزار Seismostruct در صفحه  $Y-Z$  انتخاب شده است. در مدل‌سازی قاب‌ها، اتصال ستون‌ها به تکیه‌گاه نیز مفصلی می‌باشد. جرم موثر طبقات در تراز طبقات به هر گره اختصاص داده شده است. از آن جایی که اتصال تیرها به ستون‌ها از نوع مفصلی می‌باشد و تیرها وارد ناحیه غیرخطی نخواهند شد، تیرها با عنصر  $elfrm^3$  مدل شده‌اند. برای مدل‌سازی مهاربندها و فیوزها به دلیل انتظار رفتار غیرخطی از آنها، از عنصر  $infrmFB^4$  و با مشخصه‌های عرضی  $200$  عددی استفاده شد. همچنین به دلیل این که ستون‌های اطراف مهاربند احتمال ورودشان به ناحیه غیرخطی وجود دارد، برای ستون‌ها نیز از عنصر غیرخطی  $infrmFB$  با مشخصه‌های  $150$  عددی استفاده گردید. در مدل نرم‌افزاری، مهاربند مجهز به فیوز به دو قسمت نامساوی تقسیم شده است که قسمت با طول بلند، مربوط به ناحیه خارج از فیوز و قسمت با طول کوتاه همان ناحیه فیوز می‌باشد. برای ممانعت از کماتش موضعی فیوز و تضمین تسلیم در آن ناحیه، با حفظ سطح مقطع فیوز، مقدار ممان اینرسی مقطع بصورت مجازی افزایش داده شده است. وزن موثر لرزه‌ای سازه با استفاده از عنصر  $Imass^5$  تعریف گردید. اتصالات ابتدایی و انتهایی مهاربند به صورت مفصلی بوده و اتصال قسمت فیوزدار به قسمت بدون فیوز از هر دو طرف به صورت پیوسته در نظر گرفته شده است. برای اتصال مفصلی مهاربند به تیرها از خاصیت  $Equal Dof$  استفاده شده است. به این صورت که در وسط تیرهای مهاربندی دو گره با مختصات مشابه تعریف کرده و مهاربندهای سمت راست و چپ به هریک از این نقاط متصل شده

<sup>1</sup>Elastic frame element

<sup>2</sup>Inelastic forced-based element type

<sup>1</sup>Lumped mass



است. همچنین مدل مصالح فولادی مورد استفاده برای مهاربند، تیر و ستون، مدل stl-mp یا مدل Menegotto and Pinto می باشد. مشخصات و ضرایب سخت شوندگی کرنشی این نوع فولاد در جدول (۵) آورده شده است.

جدول (۵) مشخصات و ضرایب سخت شوندگی فولاد stl-mp

$E_s$	$F_y$	$\mu$	$R_0$	$A_1$	$A_2$	$A_3$	$A_4$	$\gamma$
۲۰۰ GP	۳۴۵ MP	۰/۰۰۵	۲۰	۱۸/۵	۰/۱۵	۰	۱	۷۸ kN/m <sup>3</sup>

در جدول (۵)  $E_s$ ،  $F_y$ ،  $\mu$  و  $\gamma$  و  $R_0$  به ترتیب بیانگر مدول ارتجاعی، تنش تسلیم، کرنش سخت شددگی، وزن مخصوص فولاد و ضریب شکل اولیه منحنی انتقال می باشد. همچنین ضرایب  $A_1$  و  $A_2$  بیانگر ضرایب کالیبراسیون سخت شددگی کینماتیک بوده و ضرایب  $A_3$  و  $A_4$  بیانگر ضرایب کالیبراسیون سخت شددگی ایزوتروپیک می باشند. برای کالیبراسیون ضرائب سخت شددگی از مدل صحت سنجی که در بخش (۷) ارائه شده است، استفاد گردید.

## ۶- شتابنگاشت های مورد استفاده در تحلیل IDA

در این تحقیق، برای انجام تحلیل های غیرخطی دینامیکی، هفت شتاب نگاشت دور از گسل استخراج شده از سایت PEER<sup>۶</sup> مطابق جدول (۶) که متناسب با ساختگاه مورد نظر می باشد به کار برده شده است. انتخاب شتاب نگاشت ها بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ انجام گرفته است. همچنین نوع خاک منطقه در مدل های تحلیلی و در ساختگاه رکوردهای انتخابی یکسان می باشد.

جدول (۶) شتابنگاشت های استفاده شده در تحلیل غیرخطی دینامیکی

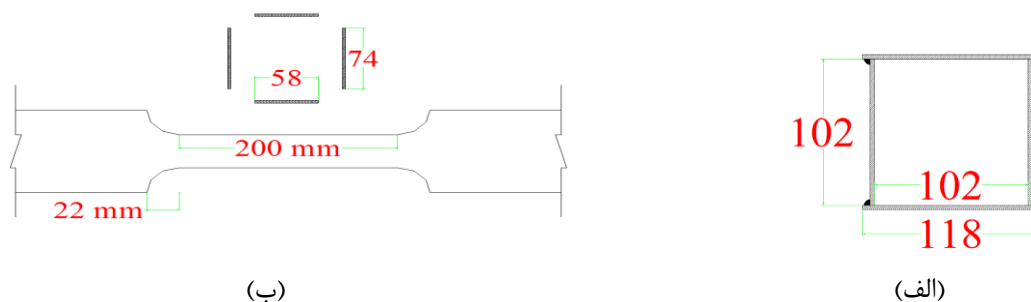
شماره	نام زلزله	سال وقوع	نام ایستگاه	RSN	شدت زلزله $M_w$
۱	نورث ریج	۱۹۹۴	کایون کانتری	۹۵۳	۶،۶۹
۲	کوبه	۱۹۹۵	کی جی ام آ	۱۱۱۶	۶،۹
۳	بم	۲۰۰۳	بم	۴۰۳۷	۶،۶
۴	منجیل	۱۹۹۰	آبیار	۱۶۳۳	۷،۳۷
۵	لوماپریه تو	۱۹۸۹	کاپیتولا	۷۳۱	۶،۹۳
۶	ویکتور یا	۱۹۸۰	سروپریتا	۲۶۵	۶،۳۳
۷	دوزجه	۱۹۹۹	بولو	۱۶۰۲	۷،۱۴

## ۷- صحت سنجی

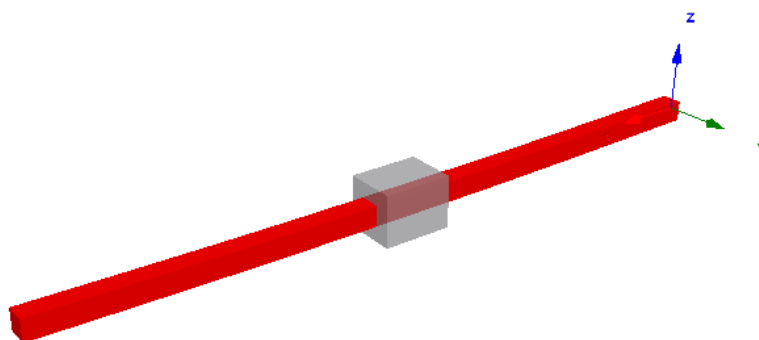
برای صحت سنجی مدل سازی مهاربند مجهز به فیوز در نرم افزار Seismostruct، از نمونه مهاربند آزمایش شده توسط کچویی و کافی [۱۲] استفاده شده است. در شکل (۴) جزئیات مهاربند مورد آزمایش توسط کچویی و کافی نشان داده شده است. مهاربند مورد نظر شامل یک قوطی فولادی است که در میانه ی آن فیوز با مقطع کاهش یافته قرار گرفته که اطراف آن به کمک اجزای داخلی و خارجی غلاف بندی شده است. همانطور که در شکل (۴) مشاهده می شود، مهاربند مورد آزمایش از دو قسمت با فیوز و بدون فیوز تشکیل شده است. در این آزمایش، طول کل مهاربند ۲۰۰ میلی متر و طول قسمت با فیوز ۲۰۰ میلی متر می باشد. مهاربند در قسمت بدون فیوز، از دو صفحه ی

<sup>6</sup> The pacific earthquake engineering research center

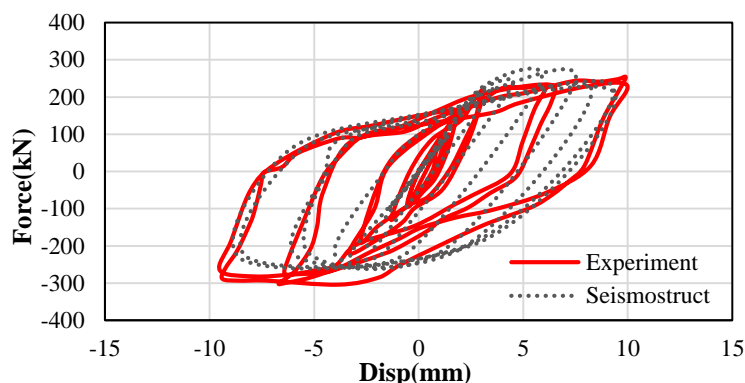
فولادی  $118 \times 3$  mm و دو صفحه‌ی فولادی با ابعاد  $102 \times 3$  mm، که جوشکاری شده و به صورت قوطی درآمده است تشکیل یافته است. در قسمت با فیوز، سطح مقطع فیوز برابر ۷۹۲ میلی متر مربع بوده و طول فیوز ۲۰۰ میلی متر می‌باشد. همچنین در قسمت با فیوز از دو قطعه کمکی داخلی و خارجی برای جلوگیری از کمانش مهاربند استفاده شده است. در قطعه‌ی کمکی داخلی از باکس  $100 \times 100 \times 6$  و در قطعه‌ی خارجی از چهار ناودانی استاندارد ۶۰ استفاده شده است. طول همه اجزای داخلی و خارجی ۶۰ میلی‌متر انتخاب شده است. در این آزمایش از فولاد با تنش تسلیم و نهایی به ترتیب ۲۹۴ و ۳۸۵ مگاپاسگال استفاده شده است. همچنین کرنش تسلیم و نهایی فولاد مورد استفاده به ترتیب برابر  $0/0025$  و  $0/1571$  می‌باشد. مهاربند مدل شده تحت تاریخچه بارگذاری پیشنهاد شده در ATC24 [۲۶] قرار گرفت و رفتار هیستریزس آن تحت این پروتکل بارگذاری به دست آمد. در شکل (۵) مدل نرم‌افزاری مهاربند به منظور صحت سنجی نشان داده شده است. جزئیات مدل‌سازی مهاربند و مشخصات مصالح همانند فرضیاتی می‌باشد که در بخش پنجم این مقاله ذکر گردیده است. برای ممانعت از کمانش موضعی فیوز حین بارگذاری فشاری، بجای مدل‌سازی غلاف‌های داخلی و خارجی، ممان اینرسی مقطع فیوز در ناحیه‌ی میانی مهاربند، مقدار بزرگی اختیار گردیده است. با این حال، مساحت مقطع فیوز همان مساحت در نظر گرفته شده در آزمایش می‌باشد. مقاطع فرضی برای فیوز و ناحیه خارج از فیوز، همانند مقاطع مورد استفاده در آزمایش کافی و همکاران از نوع مقطع باکس می‌باشند. همانطور که در شکل (۵) قابل مشاهده است مدل عضو مهاربندی متشکل از سه قطعه شامل نواحی خارج از فیوز و ناحیه میانی (فیوز) می‌باشد. مقدار نقص هندسی عضو مهاربندی به اندازه یک هزارم طول آن در مدل‌سازی لحاظ شده است. درجات آزادی انتقالی در یک انتهای مهاربند بصورت کامل مقید شده و در انتهای دیگر، بارگذاری از نوع جابجایی محوری مطابق با الگوی بار اعمالی به نمونه‌ی آزمایشگاهی در نظر گرفته شده است. منحنی‌های هیستریزس مهاربند بر اساس نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی در نرم‌افزار Seismostruct در شکل (۶) ارائه و مقایسه شده است.



شکل (۴) جزئیات سطح مقطع مهاربند مدل آزمایشگاهی کجوبی و کافی، (الف) مقطع مهاربند، (ب) مقطع مهاربند در ناحیه‌ی فیوز



شکل (۵) مدل نرم‌افزاری مهاربند مجهز به فیوز



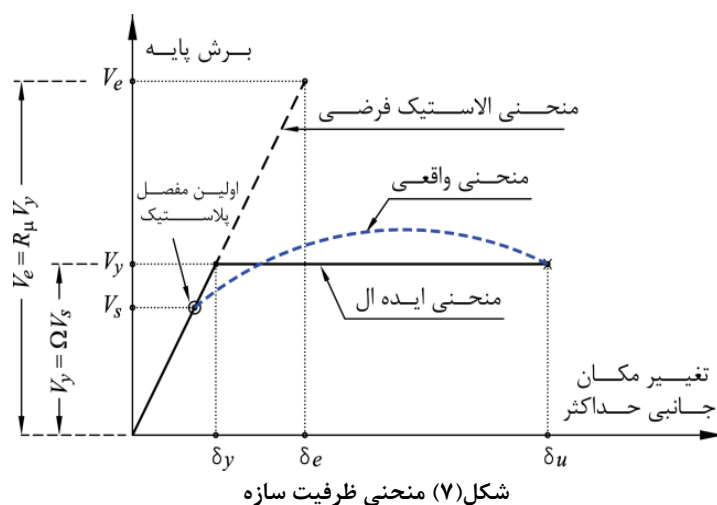
شکل (۶) مقایسه‌ی منحنی هیستریزس مدل نرم‌افزاری و مهاربند آزمایش شده توسط کجویی و کافی [۱۲]

همانطور که در شکل (۶) قابل مشاهده است، منحنی بار-جابجایی حاصل از مدل‌سازی نرم‌افزاری تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. بنابراین، فرضیات و روند در نظر گرفته شده برای مدل‌سازی مهاربند مجهز به فیوز در این نرم‌افزار مورد تایید می‌باشد.

## ۸- محاسبه‌ی ضریب رفتار

هدف اصلی در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها این است که رفتار ساختمان‌ها در مقابل زمین لرزه‌های کوچک بدون خسارت و در محدوده‌ی خطی مانده و در مقابل نیروهای ناشی از زمین لرزه‌های شدید، ضمن حفظ پایداری خود، خسارت‌های سازه‌ای در اجزای بخصوصی نظیر مهاربندها متمرکز شده و آسیب به اعضای حیاتی همانند ستون‌ها حداقل مقدار باشد. سازه‌ها به هنگام وقوع زمین لرزه‌های شدید، رفتار غیرارتجاعی از خود نشان می‌دهند و برای طراحی آنها نیاز به تحلیل‌های غیرارتجاعی می‌باشد. به دلیل پرهزینه بودن تحلیل‌های غیرارتجاعی و نیز سهولت روش تحلیل ارتجاعی، روش‌های تحلیل و طراحی سازه‌ها در اکثر آیین‌نامه‌های ساختمانی بر اساس تحلیل‌های ارتجاعی سازه و با در نظر گرفتن نیروهای کاهش‌یافته صورت می‌گیرد. به همین منظور، آیین‌نامه‌ی کنونی، بارهای لرزه‌ای برای طراحی ساختمان را از یک طیف خطی که وابسته به زمان تناوب طبیعی ساختمان و شرایط خاک محل احداث ساختمان است به دست می‌آورد و برای لحاظ کردن اثرات رفتار غیرارتجاعی، اتلاف انرژی بر اثر رفتار چرخه‌ای و اثر مقاومت افزون سازه، این نیروی ارتجاعی را به وسیله‌ی اعمال ضریب کاهش مقاومت (ضریب رفتار سازه) به نیروی طراحی تبدیل می‌کند. روش‌های مختلفی برای ارزیابی مقدار ضریب رفتار در سازه‌ها در ادبیات فنی وجود دارد. برای مثال، در بسیاری از روش‌های قبلی موجود در ادبیات فنی، از روابط تجربی برای محاسبه‌ی پارامترهای ضریب رفتار و بخصوص ضریب شکل‌پذیری استفاده می‌شود. در روش پیشنهادی یانگ [۲۷]، تعیین ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت به عنوان دو پارامتر اصلی تعیین‌کننده‌ی ضریب رفتار، از طریق انجام تحلیل‌های غیرخطی و از روی منحنی ظرفیت سازه (منحنی پوش‌اور استاتیکی یا دینامیکی سازه) انجام می‌شود. با توجه به اینکه در بسیاری از منابع موجود در ادبیات فنی از روش یانگ برای محاسبه‌ی ضریب رفتار استفاده شده است و با توجه به دقت قابل قبول این روش، در این مقاله نیز از روش مذکور برای ارزیابی کمی مقادیر پارامترهای لرزه‌ای استفاده گردیده است.

همانطور که در شکل (۷) مشخص است، رفتار غیرخطی سازه‌ها معمولاً توسط یک رفتار دوخطی ایده‌ال سازی می‌شود. نیروی جاری شدن برابر  $V_y$ ، متناظر با بیشینه برش پایه سازه در حالت رفتار دوخطی می‌باشد و تغییر مکان متناظر با آن برابر با  $\Delta y$  می‌باشد. در این شکل  $V_e$  برابر با مقاومت نهایی سازه با رفتار ارتجاعی می‌باشد. نسبت بیشینه برش پایه ( $V_e$ ) به بیشینه برش پایه در حالت رفتار دوخطی  $V_y$  برابر با ضریب شکل‌پذیری می‌باشد. این ضریب باعث کاهش نیروهای لرزه‌ای از  $V_e$  به  $V_y$  می‌شود. بر اساس روش یانگ، پارامترهای دخیل در محاسبه‌ی ضریب رفتار سازه به شرح زیر می‌باشند:



شکل (۷) منحنی ظرفیت سازه

۱- ضریب اضافه مقاومت سازه که برابر با نسبت برش پایه تسلیم ( $V_y$ ) به برش پایه متناظر با اولین مفصل پلاستیک ( $V_s$ ) در سازه می باشد.

$$(1) R_s = \frac{V_y}{V_s}$$

۲- ضریب شکل پذیری سازه برابر با نسبت برش پایه ارتجاعی ( $V_e$ ) به برش پایه تسلیم ( $V_y$ ) می باشد.

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (2)$$

برای محاسبه  $V_y$ ، از تحلیل های دینامیکی غیرخطی افزایشی استفاده می شود. برش پایه متناظر با معیار خرابی برابر  $V_y$  می باشد. معیار خرابی بر اساس آیین نامه ی طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) برابر است با:

الف) تغییر مکان نسبی هدف برای سازه های با دوره تناوب کمتر از  $0.7$  ثانیه، برابر  $0.025$  ارتفاع طبقه:

$$\Delta_m < 0.025H \quad (3)$$

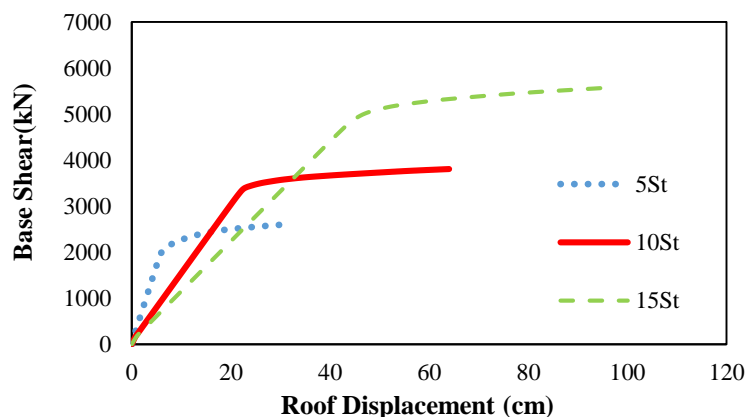
ب) تغییر مکان نسبی هدف برای سازه های با دوره تناوب بیشتر از  $0.7$  ثانیه، برابر  $0.02$  ارتفاع طبقه:

$$\Delta_m < 0.02H \quad (4)$$

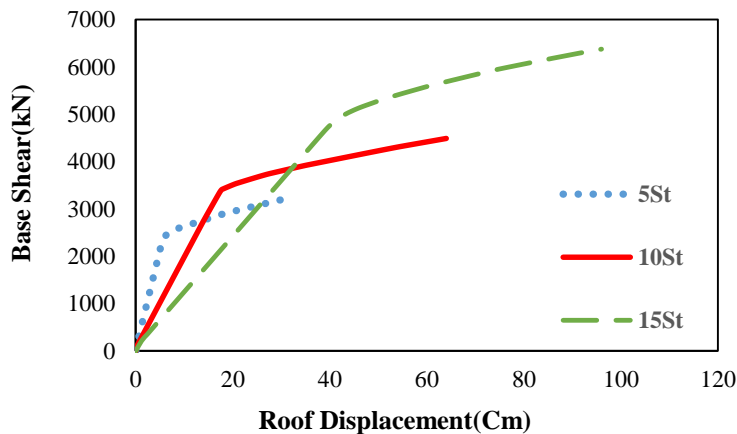
البته باید به این نکته توجه داشت که محدودیت مذکور تا زمانی صادق است که سازه پایداری خود را حفظ کند. در غیر این صورت باید برش پایه متناظر با آخرین مقیاس زمین لرزه را به عنوان  $V_y$  انتخاب نمود. پس از به دست آوردن  $V_y$ ، سازه با مصالح ارتجاعی تحت همان زمین لرزه و با همان مقیاس تحلیل می گردد و مقدار برش پایه ی متناظر در این حالت،  $V_e$  می باشد. برای محاسبه  $V_s$ ، یک تحلیل غیرخطی افزایشی (پوش آور) متناظر با مود اول بر روی سازه انجام می گیرد. برش پایه ی متناظر با اولین مفصل پلاستیک در سازه برابر  $V_s$  می باشد. یادآوری می شود که در این پژوهش، دوره تناوب قاب های ۵ طبقه کمتر از  $0.7$  ثانیه می باشد و دوره تناوب سازه های ۱۰ و ۱۵ طبقه بیشتر از  $0.7$  ثانیه می باشد.

## ۹- نتایج حاصل از تحلیل پوش آور

با انجام تحلیل غیرخطی استاتیکی متناظر با مود اول ارتعاشی سازه و با در نظر گرفتن تغییر مکان هدف برابر با دو درصد ارتفاع قاب‌ها، منحنی ظرفیت قاب‌های مهاربندی بدست آمده است. در شکل‌های (۸) و (۹) منحنی پوش آور قاب‌های مهاربندی SCBF و FSCBF قابل مشاهده است. همانطور که قبلاً نیز اشاره شد، برای به دست آوردن  $V_s$  (اولین مفصل پلاستیک) نیاز به نتایج تحلیل پوش آور استاتیکی می باشد. تفاوتی که در منحنی پوش سازه SCBF و FSCBF قابل مشاهده است این نکته می باشد که در قاب مهاربندی FSCBF، شیب پس از تسلیم نسبت به مدل SCBF بیشتر است که نشانگر افزایش مقاومت سازه به دلیل سخت‌شوندگی کرنشی فیوز می باشد.



شکل (۸) منحنی بارافزون قاب‌های SCBF



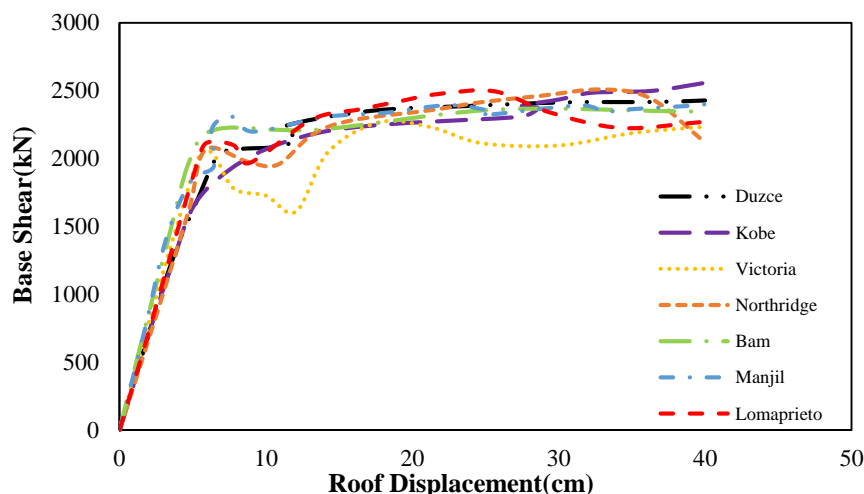
شکل (۹) منحنی بارافزون قاب‌های FSCBF

## ۱۰- نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی IDA

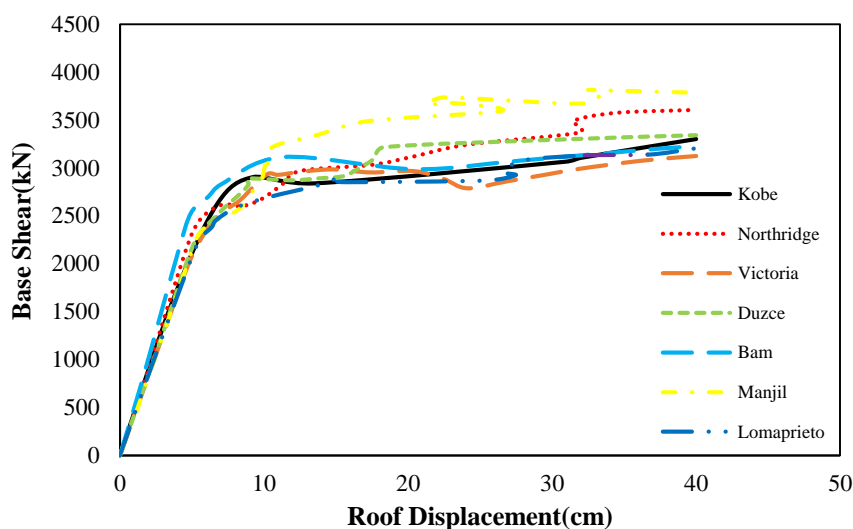
## ۱۰-۱- سازه‌ی ۵ طبقه

با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی بر روی قاب‌های مهاربندی تحت رکوردهای زلزله‌ی انتخابی، منحنی پوش آور دینامیکی قاب-های مذکور استخراج گردید. منحنی‌های پوش آور دینامیکی قاب‌های SCBF و FSCBF به ترتیب در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) قابل مشاهده است. بر اساس نتایج حاصله، دسته منحنی‌های پوش آور دینامیکی قاب‌های SCBF پس از تسلیم دارای افت مقاومت می باشند، در حالی که دسته منحنی‌های پوش آور دینامیکی قاب‌های FSCBF پس از تسلیم، افت مقاومت قابل توجهی نداشته و عمدتاً دارای سختی

پس از تسلیم مثبت می‌باشند که می‌تواند ناشی از سخت‌شدگی کرنشی در فیوز باشد.



شکل (۱۰) منحنی‌های پوش دینامیکی قاب ۵ طبقه SCBF



شکل (۱۱) منحنی‌های پوش دینامیکی قاب ۵ طبقه FSCBF

با محاسبه‌ی مقادیر برش پایه سازه در نقطه نهایی، ضرایب اضافه مقاومت، شکل‌پذیری و نهایتاً ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی محاسبه شده است. همانطور که در جدول (۷) قابل مشاهده است، برای قاب مهاربندی SCBF، ضرایب شکل‌پذیری، اضافه‌مقاومت و نیز ضریب رفتار در هر رکوردی مقدار منحصر به فردی دارد، به طوری که بیشترین و کمترین ضریب شکل‌پذیری با مقادیر  $4/36$  و  $1/74$  به ترتیب مربوط به رکوردهای ویکتوریا و دوزجه و بیشترین و کمترین ضریب اضافه مقاومت به ترتیب با مقادیر  $2/16$  و  $1/79$  مربوط به رکوردهای کوبه و نورثریج می‌باشد، در نهایت، بیشترین و کمترین ضریب رفتار به ترتیب برابر با مقادیر  $8/93$  و  $3/28$  مربوط به رکورد دوزجه و ویکتوریا می‌باشد. با توجه به جدول (۷) می‌توان مشاهده کرد که میانگین ضریب اضافه مقاومت برای این رکوردها عدد  $1/977$  می‌باشد که تقریباً برابر با مقدار مورد نظر آیین‌نامه یعنی مقدار عددی ۲ است. همچنین میانگین ضریب رفتار در این قاب‌ها برابر  $6/36$  می‌باشد که بیشتر از مقدار توصیه شده آیین‌نامه یعنی  $5/5$  می‌باشد. همانطور که در جدول (۸) قابل مشاهده است، قاب FSCBF نیز تحت رکوردهای متفاوت، رفتار متفاوتی از خود نشان می‌دهد. در این قاب نیز بیشترین و کمترین ضریب شکل‌پذیری با مقادیر  $4/91$  و  $2/44$  به

ترتیب مربوط به رکوردهای دوزجه و بم می باشد. همچنین بیشترین و کمترین ضریب اضافه مقاومت با مقادیر  $2/24$  و  $1/85$  به ترتیب مربوط به رکوردهای منجیل و ویکتوریا می باشد. در نهایت بیشترین و کمترین ضریب رفتار متعلق به رکوردهای دوزجه و بم با مقادیر  $9/72$  و  $4/66$  می باشد. میانگین ضریب اضافه مقاومت برای این قابها برابر مقدار عددی  $1/99$  می باشد که تقریباً برابر مقدار آیین نامه ای یعنی  $2$  می باشد. همچنین میانگین ضریب رفتار برای این قاب عدد  $7/7$  محاسبه شده است. با بررسی نتایج بدست آمده برای پارامترهای لرزه ای قاب  $5$  طبقه مشخص می گردد که مقدار ضریب شکل پذیری در قابهای مهاربندی مجهز به فیوز تا حدودی بیشتر از مقادیر متناظر در قابهای مهاربندی بدون فیوز می باشند. این امر می تواند مربوط به قابلیت استهلاک انرژی بالاتر سیستم مجهز به فیوز در مقایسه با مهاربند بدون فیوز باشد. در مهاربند بدون فیوز، کاهش ظرفیت مهاربند تحت فشار در طی اعمال رکوردهای زلزله مختلف مشهود است و باعث کاهش شکل پذیری مهاربند شده است. با این حال، در سیستم مهاربندی مجهز به فیوز، تسلیم زودرس در فیوز رخ داده و شکل پذیری و تغییرشکل‌های پلاستیک در فیوز متمرکز می شود و باعث می گردد که کماتش فشاری مهاربند در چرخه های بارگذاری ابتدایی رخ ندهد و مهاربند ظرفیت شکل پذیری بالاتری داشته باشد. طبق نتایج حاصله برای قابهای  $5$  طبقه، ضریب رفتار قاب مجهز به فیوز در حدود  $20$  درصد بیشتر از قاب مهاربندی متداول است که می تواند طرح اقتصادی تری برای تیرها و ستونها و همچنین اعضای مهاربندی به دنبال داشته باشد.

جدول (۷) ضریب رفتار و عوامل موثر آن در قاب ۵ طبقه SCBF

Records	DM (Roof Drift)	IM (PGA)	$V_b$ (Dyn,u) (kN)	$V_b$ (St,y) (kN)	$V_b$ (Dyn,e) (kN)	$R_s$	$R_\mu$	$R_{LRFD}$
بم	0/025	1/41	2366		4742	2	2	4
منجیل	0/025	3/25	2400		7870	2/03	3/27	6/63
کوبه	0/025	2	2557	1180	9355	2/16	3/65	7/88
نورث ریج	0/025	2/6	2116		8500	1/79	3/54	6/33
لوماپریه	0/025	2/8	2272		9048	1/92	3/98	7/64
تو	0/025	2/81	2235		3907	1/89	1/74	3/28
ویکتوریا	0/025	2/4	2428		10600	2/05	4/36	8/93
دوزجه								
میانگین	-	-	-	-	-	1/977	3/22	6/36

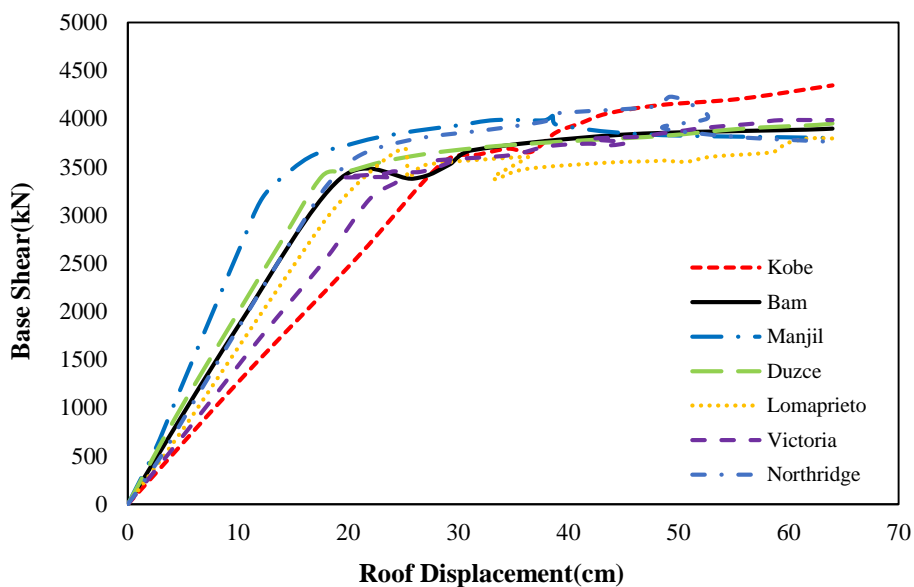
جدول (۸) ضریب رفتار و عوامل موثر آن در قاب ۵ طبقه FSCBF

Records	DM (Roof Drift)	IM (PGA)	$V_b$ (Dyn,u) (kN)	$V_b$ (St,y) (kN)	$V_b$ (Dyn,e) (kN)	$R_s$	$R_\mu$	$R_{LRFD}$
بم	0/025	2/2	3224		7860	1/91	2/44	4/66
منجیل	0/025	5/2	3786		13100	2/24	3/46	7/75
کوبه	0/025	1/41	3300		15200	1/95	4/60	8/97
نورث ریج	0/025	3/35	3604	1685	13800	2/13	3/82	8/13
لوماپریه	0/025	4	3205		14318	1/90	4/47	8/49
تو	0/025	3/82	3124		10715	1/85	3/42	6/32
ویکتوریا	0/025	2/8	3340		16444	1/98	4/91	9/72
دوزجه								
میانگین	-	-	-	-	-	1/99	3/87	7/7

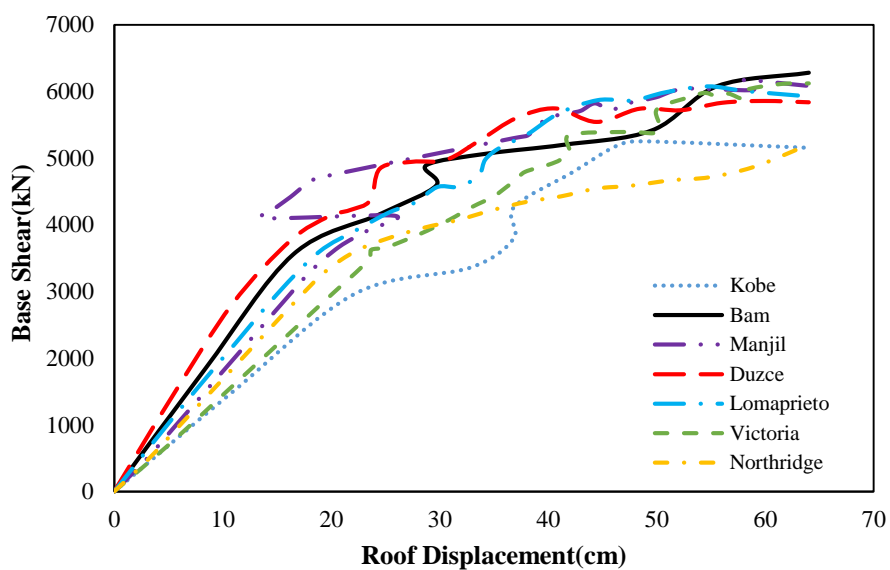
## ۱۰-۲- سازه‌ی ۱۰ طبقه

در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) به ترتیب منحنی‌های پوش‌آور دینامیکی قاب‌های ۱۰ طبقه‌ی SCBF و FSCBF ارائه شده است. در اشکال ۱۲ و ۱۳ مشخص است که قاب SCBF تحت رکوردهای هفت‌گانه پس از تسلیم دارای شیب ملایم و گاهی افت مقاومت‌هایی می‌باشد، در حالی که دسته منحنی‌های مربوط به قاب FSCBF، تقریباً هیچ افت مقاومتی از خود نشان نمی‌دهند و شیب آن‌ها افزایشی می‌باشد که نشانگر سخت‌شدگی فیوز و پایداری بیشتر این قاب‌ها پس از تسلیم می‌باشد. همانطور که در جدول (۹) قابل مشاهده است، در سازه‌ی ۱۰ طبقه‌ی SCBF، مقادیر ضریب شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار تحت رکوردهای مختلف دارای مقادیر عددی متفاوت و نزدیک به هم می‌باشند. در این قاب، بیشترین و کمترین مقدار ضریب شکل‌پذیری به ترتیب با مقادیر  $3/32$  و  $2/38$  مربوط به رکوردهای بم و کوبه می‌باشد همچنین بیشترین و کمترین ضریب اضافه مقاومت با مقادیر  $1/94$  و  $1/67$  مربوط به رکوردهای کوبه و نورتریج می‌باشند. در نهایت بیشترین و کمترین ضریب رفتار با مقادیر  $5/74$  و  $3/99$  مربوط به رکوردهای بم و نورتریج می‌باشد. میانگین ضریب رفتار برای این قاب نیز مقدار عددی  $4/76$  می‌باشد که کمتر از مقدار مورد نظر آیین‌نامه یعنی عدد  $5/5$  می‌باشد. همانطور که در جدول (۱۰) نیز مشاهده می‌شود، ضرایب سه‌گانه‌ی مذکور در قاب FSCBF نسبت به SCBF افزایش داشته است. در این قاب، بیشترین و کمترین مقدار ضریب شکل‌پذیری به ترتیب با مقادیر  $4/36$  و  $2/15$  مربوط به رکوردهای دوزجه و منجیل می‌باشد. همچنین بیشترین و کمترین ضریب اضافه مقاومت با مقادیر  $2/01$  و  $1/67$  مربوط به رکوردهای بم و کوبه می‌باشند. برای این قاب هم بیشترین و کمترین ضریب رفتار مربوط به رکوردهای دوزجه و منجیل با مقادیر  $7/45$  و  $3/39$  می‌باشد. ضریب رفتار میانگین برای این قاب هم مقدار عددی  $5/53$  می‌باشد که تقریباً برابر مقدار آیین‌نامه یعنی  $5/5$  می‌باشد. با بررسی نتایج بدست آمده برای پارامترهای لرزه‌ای قاب ۱۰ طبقه مشخص می‌گردد که مقدار ضریب شکل‌پذیری در قاب‌های مهاربندی مجهز به فیوز تا حدودی بیشتر از مقادیر متناظر در قاب‌های مهاربندی بدون فیوز می‌باشند. این امر می‌تواند مربوط به قابلیت استهلاک انرژی بالاتر سیستم مجهز به فیوز در مقایسه با مهاربند بدون فیوز باشد. در مهاربند بدون فیوز، کاهش ظرفیت مهاربند تحت فشار در طی اعمال رکوردهای زلزله مختلف مشهود است و باعث کاهش شکل‌پذیری مهاربند شده است. با این حال، در سیستم مهاربندی مجهز به فیوز، تسلیم زودرس در فیوز رخ داده و شکل‌پذیری و تغییرشکل‌های پلاستیک در فیوز متمرکز می‌شود و باعث می‌گردد که کماتش فشاری مهاربند در چرخه‌های بارگذاری ابتدایی رخ ندهد و مهاربند ظرفیت شکل‌پذیری بالاتری داشته باشد. طبق نتایج حاصله برای قاب‌های ۱۰ طبقه، ضریب رفتار قاب مجهز به فیوز در حدود ۱۶ درصد بیشتر از قاب مهاربندی متداول است که می‌تواند طرح اقتصادی تری برای تیرها و ستونها و همچنین اعضای مهاربندی به دنبال داشته باشد.





شکل (۱۲) منحنی‌های پوش دینامیکی قاب ۱۰ طبقه SCBF



شکل (۱۳) منحنی‌های پوش دینامیکی قاب ۱۰ طبقه FSCBF

جدول (۹) ضریب رفتار و عوامل موثر آن در قاب ۱۰ طبقه SCBF

Records	DM (Roof drift)	IM (PGA)	V <sub>b</sub> (Dyn,u) (kN)	V <sub>b</sub> (St,y) (kN)	V <sub>b</sub> (Dyn,e) (kN)	R <sub>s</sub>	R <sub>μ</sub>	RLRFD
بم	۰/۰۲	۱/۴۲	۳۸۹۸		۱۲۹۶۰	۱/۷۳	۳/۳۲	۵/۷۴
منجیل	۰/۰۲	۳/۵۲	۳۸۰۱		۹۳۷۶	۱/۶۹	۲/۴۶	۴/۱۵
کوبه	۰/۰۲	۲/۴۵	۴۳۵۰		۱۰۳۷۶	۱/۹۴	۲/۳۸	۴/۶۱
نورثریج	۰/۰۲	۳/۸	۳۷۶۰	۲۲۴۱	۸۹۸۱	۱/۶۷	۲/۳۹	۳/۹۹
لوماپریته	۰/۰۲	۴/۵۲	۳۷۹۵		۱۰۳۱۷	۱/۶۹	۲/۷۱	۴/۵۷
ویکتوریا	۰/۰۲	۶/۱۸	۴۰۰۸		۱۰۶۱۶	۱/۷۸	۲/۶۴	۴/۶۹
دوزجه	۰/۰۲	۲/۶۵	۳۹۴۵		۱۲۳۴۴	۱/۷۶	۳/۱۲	۵/۴۹
میانگین	-	-	-	-	-	۱/۷۵	۲/۷۱	۴/۷۶

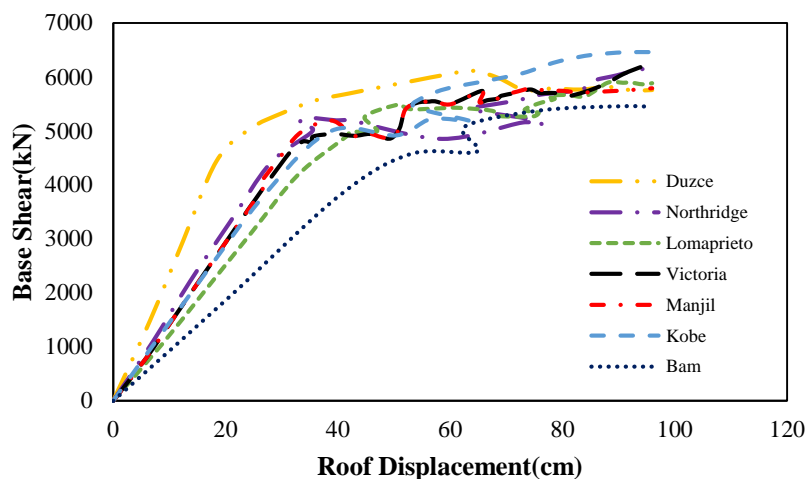
جدول (۱۰) ضریب رفتار و عوامل موثر آن در قاب ۱۰ طبقه FSCBF

Records	DM (Roof Drift)	IM (PGA)	V <sub>b</sub> (Dyn,u) (kN)	V <sub>b</sub> (St,y) (kN)	V <sub>b</sub> (Dyn,e) (kN)	R <sub>s</sub>	R <sub>μ</sub>	RLRFD
بم	۰/۰۲	۲	۶۲۸۱		۱۸۵۷۱	۲/۰۱	۲/۹۵	۴/۸۶
منجیل	۰/۰۲	۵/۵	۶۰۸۲		۱۳۱۳۱	۱/۹۵	۲/۱۵	۳/۳۹
کوبه	۰/۰۲	۱/۸۲	۵۱۵۴	۳۱۱۰	۱۳۷۲۰	۱/۶۵	۲/۶۶	۴/۰۱
نورثریج	۰/۰۲	۴/۰۴	۵۲۰۸		۱۲۶۸۰	۱/۶۷	۲/۴۳	۳/۷۱
لوماپریته	۰/۰۲	۴/۳۷	۵۹۲۶		۱۶۲۷۰	۱/۹۰	۲/۷۴	۴/۷۶
ویکتوریا	۰/۰۲	۶/۲	۶۱۱۹		۲۲۴۰۰	۱/۹۶	۳/۶۶	۶/۵۵
دوزجه	۰/۰۲	۳/۶	۵۸۳۴		۲۵۴۵۲	۱/۸۷	۴/۳۶	۷/۴۵
میانگین	-	-	-	-	-	۱/۸۵	۲/۹۹	۵/۵۳

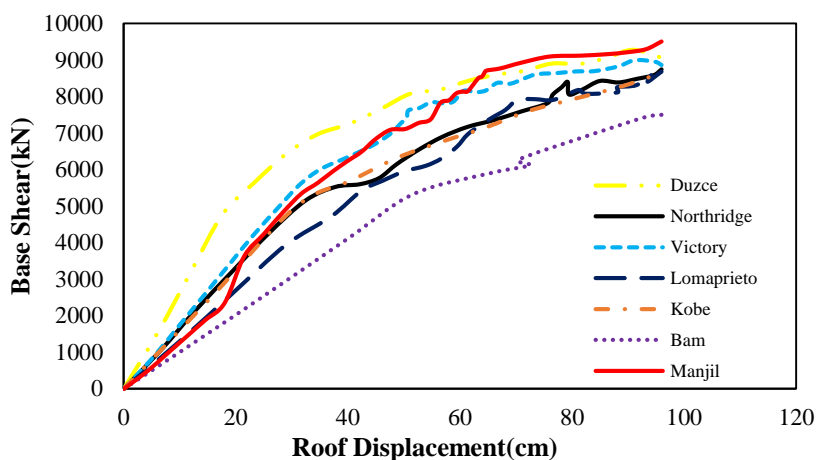
## ۳-۱۰- سازه‌ی ۱۵ طبقه

همانطور که در شکل های (۱۴) و (۱۵) نیز مشاهده می شود، همانند سازه‌ی ۵ و ۱۰ طبقه، دسته منحنی‌های پوش‌آور دینامیکی قاب‌های ۱۵ طبقه SCBF نیز پس از تسلیم دارای افت مقاومت می‌باشد. در حالی که دسته منحنی‌های FSCBF دارای شیب افزایشی می‌باشد و لذا پایداری قاب‌های مجهز به فیوز بیشتر می‌باشد. همانطور که در جدول (۱۱) می‌توان مشاهده نمود، در قاب SCBF بیشترین و کمترین مقدار ضریب شکل‌پذیری به ترتیب با مقادیر ۳/۲۲ و ۲/۵۵ مربوط به رکوردهای دوزجه و منجیل می‌باشد. همچنین بیشترین و کمترین ضریب اضافه مقاومت با مقادیر ۱/۸۶ و ۱/۵۷ مربوط به رکوردهای کوبه و بم می‌باشند و ضریب رفتار قاب در رکورد کوبه با مقدار ۵/۵۹ بیشترین و در رکورد منجیل با مقدار ۴/۲۵ کمترین مقدار را دارد. با توجه به مقدار میانگین ضریب رفتار که عدد ۴/۹۵ می‌باشد می‌توان مشاهده کرد که این مقدار از مقدار آیین‌نامه یعنی ۵/۵ کمتر می‌باشد. مقدار ضرایب سه‌گانه در قاب‌های مهاربندی FSCBF تحت رکوردهای هفت‌گانه در جدول (۱۲) قابل مشاهده است. با دقت در جدول (۱۲) می‌توان دریافت که ضرایب سه‌گانه مذکور در قاب FSCBF نسبت به قاب SCBF افزایش داشته است. در این قاب بیشترین و کمترین مقدار ضریب شکل‌پذیری به ترتیب با مقادیر ۳/۶۹ و ۲/۸۰ مربوط به رکوردهای لوماپریته و کوبه می‌باشد. همچنین بیشترین و کمترین ضریب اضافه مقاومت با مقادیر ۲/۰۴ و ۱/۵۶ مربوط به رکوردهای منجیل و بم می‌باشند. بیشترین ضریب رفتار مربوط به رکورد لوماپریته با مقدار ۶/۴۲ و کمترین آن مربوط به منجیل با مقدار ۴/۰۷ می‌باشد. با بررسی نتایج بدست آمده برای پارامترهای لرزه‌ای قاب ۱۵ طبقه مشخص می‌گردد که مقدار ضریب شکل‌پذیری در قاب‌های مهاربندی مجهز به فیوز تا حدودی بیشتر از مقادیر متناظر در قاب‌های مهاربندی بدون فیوز می‌باشند. این امر می‌تواند مربوط به قابلیت استهلاک انرژی بالاتر سیستم مجهز به فیوز در مقایسه با مهاربند بدون فیوز باشد. در مهاربند بدون فیوز، کاهش ظرفیت مهاربند

تحت فشار در طی اعمال رکوردهای زلزله مختلف مشهود است و باعث کاهش شکل‌پذیری مهاربند شده است. با این حال، در سیستم مهاربندی مجهز به فیوز، تسلیم زودرس در فیوز رخ داده و شکل‌پذیری و تغییرشکل‌های پلاستیک در فیوز متمرکز می‌شود و باعث می‌گردد که کمانش فشاری مهاربند در چرخه‌های بارگذاری ابتدایی رخ ندهد و مهاربند ظرفیت شکل‌پذیری بالاتری داشته باشد. طبق نتایج حاصله برای قابهای ۱۵ طبقه، ضریب رفتار قاب مجهز به فیوز در حدود ۱۷ درصد بیشتر از قاب مهاربندی متداول است که می‌تواند طرح اقتصادی‌تری برای تیرها و ستونها و همچنین اعضای مهاربندی به دنبال داشته باشد.



شکل (۱۴) منحنی‌های پوش دینامیکی قاب ۱۵ طبقه SCBF



شکل (۱۵) منحنی‌های پوش آور دینامیکی قاب ۱۵ طبقه FSCBF

جدول (۱۱) ضریب رفتار و عوامل موثر آن در قاب ۱۵ طبقه SCBF

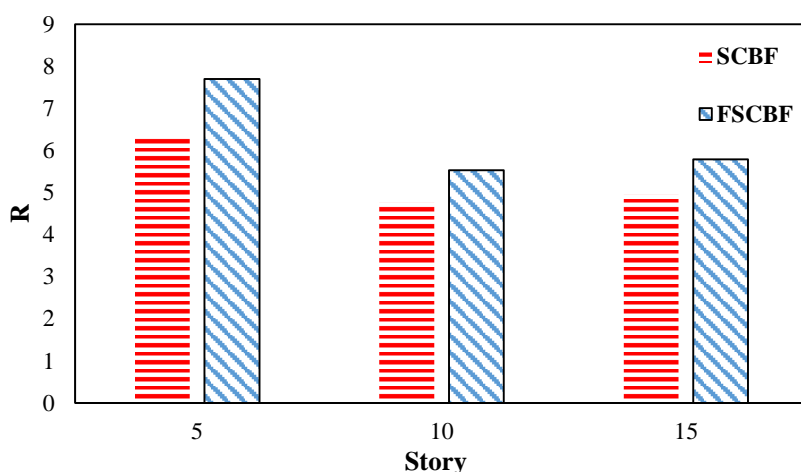
Records	DM (Roof Drift)	IM (PGA)	$V_b$ (Dyn,u) (kN)	$V_b$ (St,y) (kN)	$V_b$ (Dyn,e) (kN)	$R_s$	$R_\mu$	RLRFD
بم	۰/۰۲	۱/۵	۵۴۷۷		۱۵۲۲۴	۱/۵۷	۲/۷۹	۴/۳۸
منجیل	۰/۰۲	۷/۴	۵۷۸۶		۱۴۷۶۵	۱/۶۷	۲/۵۵	۴/۲۵
کوبه	۰/۰۲	۳/۲	۶۴۶۰		۱۹۴۶۰	۱/۸۶	۳/۰۱	۵/۵۹
نورثریج	۰/۰۲	۴/۸	۶۱۶۷	۳۴۶۱	۱۸۶۸۰	۱/۷۸	۳/۰۲	۵/۳۷
لوماپرید	۰/۰۲	۶/۰۴	۵۸۸۰		۱۵۴۶۵	۱/۶۹	۲/۶۳	۴/۴۴
تو	۰/۰۲	۷/۶	۶۲۴۰		۱۹۲۴۰	۱/۸۰	۳/۰۸	۵/۵۴
ویکتوریا	۰/۰۲	۳/۶	۵۷۵۹		۱۸۵۶۵	۱/۶۶	۳/۲۲	۵/۳۴
دوزجه								
میانگین	-	-	-	-	-	۱/۷۱	۲/۹	۴/۹۵

جدول (۱۲) ضریب رفتار و عوامل موثر آن در قاب ۱۵ طبقه FSCBF

Records	DM (Roof Drift)	IM (PGA)	$V_b$ (Dyn,u) (kN)	$V_b$ (St,y) (kN)	$V_b$ (Dyn,e) (kN)	$R_s$	$R_\mu$	RLRFD
بم	۰/۰۲	۱/۶۴	۷۵۰۲		۲۲۶۸۰	۱/۵۶	۳/۰۲	۴/۷۱
منجیل	۰/۰۲	۷/۲۲	۹۸۱۶		۳۰۶۸۰	۲/۰۴	۲/۸۹	۴/۰۷
کوبه	۰/۰۲	۲	۸۹۳۵		۲۵۱۰۰	۱/۸۶	۲/۸۰	۴/۷۸
نورثریج	۰/۰۲	۵	۸۷۴۵		۲۶۵۵۸	۱/۸۲	۳/۰۳	۵/۰۶
لوماپرید	۰/۰۲	۵/۰۲	۹۱۳۸	۴۸۰۰	۳۳۷۸۶	۱/۹۰	۳/۶۹	۶/۴۲
تو	۰/۰۲	۶/۲	۹۲۳۷		۲۸۹۳۹	۱/۹۲	۳/۱۳	۵/۰۶
ویکتوریا	۰/۰۲	۳/۶۲	۹۰۶۰		۳۱۳۴۰	۱/۸۸	۳/۴۵	۵/۴۶
دوزجه								
میانگین	-	-	-	-	-	۱/۸۵	۳/۱۳	۵/۷۶

#### ۴-۱۰- مقایسه‌ی ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی SCBF و FSCBF

در شکل (۱۶) مشاهده می‌شود که در سازه‌های مهاربندی مجهز به فیوز FSCBF، میانگین ضریب رفتار نسبت به قاب‌های SCBF مقدار عددی بالاتری دارد. به دلیل استفاده از فیوز در مهاربند، شکل‌پذیری و اضافه مقاومت قابهای FSCBF نسبت به قاب‌های SCBF افزایش دارد که در نتیجه‌ی افزایش این دو پارامتر، ضریب رفتار در قاب‌های FSCBF نسبت به قاب‌های SCBF بزرگ‌تر می‌باشد. به طور میانگین، مقدار ضریب رفتار قابهای FSCBF برابر با ۶/۳۳ و مقدار ضریب رفتار میانگین در قاب‌های SCBF برابر با ۵/۳۵ بدست آمده است که نشانگر افزایش ۱۸ درصدی ضریب رفتار در نتیجه‌ی استفاده از فیوز در مهاربند می‌باشد. افزایش ضریب شکل‌پذیری در سیستم مهاربندی مجهز به فیوز نشان از قابلیت بالای استهلاک انرژی در این سیستم، در مقایسه با سیستم مهاربندی معمولی دارد.



شکل (۱۶) مقایسه‌ی ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی مجهز به فیوز و بدون فیوز

## ۱۱- نتیجه‌گیری

در این مقاله، مقدار ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی با آرایش شورون بدون فیوز (SCBF) و مجهز به فیوز (FSCBF) با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی مورد ارزیابی قرار گرفت. در تحقیقات آتی، موقعیت قرارگیری فیوز در طول مهاربندهای متداول و نیز استفاده از فیوز در سایر آرایش‌های مهاربندی نظیر آرایش ضربدری و قطری می‌تواند مورد توجه قرار گیرد. همچنین در تحقیقات آتی، میزان پلاستیسیته و آسیب‌دیدگی فیوزها در زلزله‌های مختلف می‌تواند مد نظر باشد، چرا که رفتار پس از آسیب‌دیدگی فیوزها بخصوص برای مقابله با پس لرزه‌ها حساس و حائز اهمیت است. نتایج کلی این پژوهش در ذیل خلاصه شده است:

- متوسط ضریب اضافه مقاومت قاب‌های مهاربندی SCBF و FSCBF به ترتیب برابر  $1/81$  و  $1/91$  می‌باشد و مقادیر حاصله نزدیک به مقدار مورد نظر آیین‌نامه یعنی ۲ می‌باشد.
- ضریب شکل‌پذیری در قاب‌های FSCBF در تعداد طبقات مختلف به صورت نظیر به نظیر نسبت به قاب‌های SCBF بیشتر می‌باشد، به طوریکه در قاب‌های FSCBF ضریب شکل‌پذیری در قاب‌های ۵، ۱۰، ۱۵ طبقه به ترتیب ۲۰ درصد، ۱۰ درصد و ۸ درصد نسبت به قاب‌های SCBF بیشتر می‌باشد.
- ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی مجهز به فیوز FSCBF نسبت به قاب‌های مهاربندی مرسوم SCBF بیشتر می‌باشد، به طوری که در قاب ۵ طبقه ضریب رفتار قاب FSCBF در حدود ۱۸ درصد بیشتر از قاب SCBF، در قاب ۱۰ طبقه ضریب رفتار قاب‌های FSCBF در حدود ۱۴ درصد بیشتر از قاب SCBF و در قاب ۱۵ طبقه ضریب رفتار قاب FSCBF در حدود شانزده درصد بیشتر از ضریب رفتار قاب SCBF می‌باشد.
- ضریب رفتار میانگین به دست آمده برای قاب‌های SCBF مقدار عددی  $5/35$  می‌باشد که از مقدار مورد نظر آیین‌نامه یعنی  $5/5$  کمتر می‌باشد. در حالی که ضریب رفتار میانگین به دست آمده برای قاب‌های FSCBF مقدار عددی  $6/33$  می‌باشد که از مقدار پیشنهادی آیین‌نامه یعنی مقدار عددی  $5/5$  بیشتر می‌باشد.

## مراجع

- [1] Roeder, C., Popov, E. (1977). Inelastic behaviour of eccentric braced steel frames under cyclic loadings, Report No. 77. Berkeley, Earthquake Engineering Research Centre, University of California.
- [2] Pall, A.S., Marsh, C. (1982). Seismic Response of Friction Damped Braced Frames. *Journal of Structural Division*, ASCE, 108, 1313-1323.
- [3] Tsai, K.C., Chen, H.W., Hong, C.P., and Su, Y.F. (1993). Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant Construction. *Journal of Earthquake Spectra*, 3, 505-528.
- [4] Balendra, T., Yu, CH., Lee, F.L. (2001). An economical structural system for wind and earthquake loads. *J Eng Struct*, 23, 491-501.
- [5] Rezai, M., Prion, H., Tremblay, R., Bouatay, N. & Tiler, P. (2000). Seismic performance of brace fuse elements for concentrically braced frames. *Paper presented at the STESSA 2000 conference*, Montréal, Québec (pp. 39-46).
- [6] Rai, D.C., Goel, S.C. (2003). Seismic evaluation and upgrading of chevron braced frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 59, 430-442.
- [7] Kim, J., Choi, H. (2005). Response modification factors of chevron-braced frames, *Engineering structures*, 27, 285-300.
- [8] Legeron, F., Desjardins, E., Ahmed, E. (2014). Fuse performance on bracing of concentrically steel braced frames under cyclic loading. *J Construct Steel Res*, 95, 242-255.
- [9] Cheraghi, A., Zahrai, S.M. (2016). Innovative multi-level control with concentric pipes along brace to reduce seismic response of steel frames. *J Construct Steel Res*, 127, 120-135.
- [10] Shen, J., Seker, O., Akbas, B., Toru Seker, P., Momenzadeh, S., Faytarouni, M. (2017), Seismic Performance of Concentrically Braced Frames with and without Brace Buckling. *Engineering Structures*, 141, 461-481.
- [11] Alipour, M.H., Jokar, L. (2018). Effect of reducing the cross sectional area of brace in pushover curve of concentric braced frames. *Journal of structure and steel*, 21, 5-14 (In Persian)
- [12] Kachooee, A., Kafi, M.A. (2018). *Structures*, 14, 333-347.
- [13] Kachooee, A., Kafi, M.A., Gerami, M. (2018). Local fuse for improving concentric braces behavior. *Magazine of Civil Engineering*, 82(6), 149-162.
- [14] Kafi M.A., Kachooee A. (2018). The behavior of concentric brace with bounded fuse. *Magazine of Civil Engineering*. No. 2, 16-29.
- [15] کچوئی، ع. (۱۳۹۸). بررسی پاسخ مهاربندهای هم محور مجهز شده با فیوز موضعی مقید شده جانبی تحت بارگذاری سیکلی، نشریه مهندسی سازه و ساخت، DOI:10.22065/JSCE.2019.190117.1882.
- [16] Aghlara, R., Mahmood, M., Tahir, A. (2018). Passive metallic damper with replaceable steel bar components for earthquake protection of structures. *Engineering Structures*, 159, 185-197.
- [17] Hoveidae, N., Tremblay, R., Rafezy, B., Davaran, A. (2015). Numerical investigation of seismic behavior of short-core all-steel buckling restrained braces. *Journal of Constructional Steel Research*, 114, 89-99.
- [18] Mazzolani, F., Della Corte, G., D'Aniello, M. (2009). EXPERIMENTAL ANALYSIS OF STEEL DISSIPATIVE BRACING SYSTEMS FOR SEISMIC UPGRADING. *JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING AND MANAGEMENT*, 15(1), 7-19.
- [19] Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings (2014) Standard No. 2800, 4th edition. Building and Housing Research Canter, Tehran, Iran.
- [20] AISC (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, U.S.
- [21] Etabs (2016). Integrated software package for the structural analysis and design of buildings, Computers and Structures, Inc. (CSI).California.
- [22] Talatahari, S., Azizi, M. (2020). Optimum design of building structures using Tribe-Interior Search Algorithm. *Structures*, 28, 1616-1633.
- [23] Raeesi, F., Farahmand Azar, B., Veladi, H., Talatahari, S. (2020). An inverse TSK model of MR damper for vibration control of nonlinear structures using an improved grasshopper optimization algorithm. *Structures*, 26, 406-416.

- [24] Talatahari, S., Azizi, M. (2020). Optimal design of real-size building structures using quantum-behaved developed swarm optimizer. *Struct. Design Tall Spec Buildings*, 29, e1747.
- [25] Seismosoft (2020). SeismoStruct – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Available online from <http://www.seismosoft.com>
- [26] ATC24 (1992). Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures, Applied Technology, Council Report, Redwood City, California, USA.
- [27] Uang, C.M. (1991). Establishing R (or  $R_w$ ) and Cd factor for building seismic provision. *J. Struct. Eng.*, 117(1), 19-28.