

Seismic Performance of Eccentrically Braced Frame with Steel Shear Panel and Optimum Rotational Friction Damper at Different Seismic Levels

Amin Ghannadiasl^{1*}, Zahra Abbaszadeh², Amir shirkhani³, Parisa Kamrani Moghadam⁴.

1- Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran.

2- M.Sc., Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran.

3- PhD, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran.

4- PhD, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran.

ABSTRACT

Currently, with the advancement of structural analysis and design technologies, various lateral resisting systems have been proposed to take advantage of these existing systems. Among these systems, the eccentrically Braced Frames are the top priority. The seismic responses of the structure under the earthquake and wind loads reduce by using of energy dissipation systems, such as friction dampers and shear panels. In this paper, a resisting system consisting of an eccentrically braced frame with a steel shear panel and a rotation friction damper has been proposed based on numerical modeling and its performance is investigated based on different levels of Hazard level. Hazard level, with average return periods of 72, 475 and 2475 years, has been studied by dynamic analyses of nonlinear time history. The optimum slip moment is determined based on the minimum value of seismic performance index, in three levels of risk, once separately and once by considering the level of intermediate Hazard level, with a return period of 1200 years. To investigate the seismic performance of the proposed structural system, the structural responses are estimated at three hazard levels based on the optimal slip moment determined by the two states. The results showed that considering the optimum slip moment corresponding to each Hazard level separately, improves the seismic responses of the proposed structural system. But the optimum slip moment shared at different hazard levels will provide the conservative results. It was also found that the damper, at higher hazard levels, has a better performance in improving the response and seismic behavior of this hybrid system.

ARTICLE INFO

Receive Date: 06 January 2022

Revise Date: 09 February 2022

Accept Date: 16 February 2022

Keywords:

Eccentrically braced frame
Steel shear panel
Rotation friction damper
Optimum slip moment
Time history analysis
Seismic performance index
Hazard level

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.323326.2686>

*Corresponding author: Amin Ghannadiasl.

Email address: aghannadiasl@uma.ac.ir

عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب مهاربند خارج از محور با پانل برشی فولادی و میراگر اصطکاکی دورانی بهینه در سطوح مختلف لرزه‌ای

امین قنادی اصل^{۱*}، زهرا عباس زاده^۲، امیر شیرخانی^۳، پریسا کامرانی مقدم^۴

۱- دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، گروه عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران.

۲- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، گروه عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران.

۳- دکترای مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، گروه عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران.

۴- دکترای مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، گروه عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران.

چکیده

امروزه با پیشرفت تکنولوژی‌های تحلیل و طراحی سازه، سیستم‌های باربر جانبی مختلفی، برای بهره گرفتن هم‌زمان مزایای هر یک از سیستم‌های موجود ارائه شده‌اند. در میان سیستم‌های مهاربندی، مهارندهای خارج از محور در اولویت استفاده قرار دارند. به‌کارگیری سیستم‌های اتلاف انرژی، نظیر میراگرهای اصطکاکی و پانل‌های برشی، پاسخ‌های لرزه‌ای سازه را در برابر زلزله و باد کاهش می‌دهد. در مقاله‌ی حاضر، سیستم سازه‌ای مرکب از قاب مهاربند خارج از محور با پانل برشی فولادی و میراگر اصطکاکی دورانی، بر اساس مدلسازی عددی پیشنهاد شده و عملکرد آن نیز بر اساس لنگر اصطکاکی بهینه‌ی آستانه لغزش میراگر مذکور، در سطوح مختلف خطر لرزه‌ای، با دوره‌های بازگشت متوسط ۷۲، ۴۷۵ و ۲۴۷۵ سال، توسط تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی مورد مطالعه قرار گرفته است. لنگر بهینه‌ی مذکور بر اساس حداقل مقدار شاخص عملکرد لرزه‌ای، در سه سطح خطر، یک بار به صورت جداگانه و یک بار با در نظرگیری سطح خطر بینابین با دوره‌ی بازگشت ۱۲۰۰ سال تعیین شده است. برای بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم سازه‌ای پیشنهادی، پاسخ‌های سازه، بر اساس لنگر اصطکاکی بهینه‌ی تعیین شده توسط دو حالت مذکور، در سه سطح خطر تخمین زده شده است. نتایج نشان داد که در نظر گرفتن لنگر اصطکاکی بهینه‌ی متناظر با هر سطح خطر به صورت جداگانه، باعث بهبود پاسخ‌های لرزه‌ای سیستم سازه‌ای پیشنهادی می‌گردد؛ اما طبیعتاً، لنگر اصطکاکی بهینه‌ی مشترک بین سطوح خطر متفاوت، نتایج محافظه‌کارانه‌ای ارائه می‌دهد. همچنین مشخص شد که میراگر مذکور، در سطوح خطر بالاتر، کارایی بهتری در بهبود پاسخ و رفتار لرزه‌ای این سیستم ترکیبی دارد.

کلمات کلیدی: مهاربند خارج از محور، پانل برشی فولادی، میراگر اصطکاکی دورانی، لنگر اصطکاکی بهینه‌ی آستانه لغزش، تحلیل دینامیکی غیرخطی، شاخص عملکرد لرزه‌ای، سطوح مختلف خطر لرزه‌ای.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2022.323326.2686	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2022.323326.2686	۱۴۰۱/۰۹/۳۱	۱۴۰۰/۱۱/۲۷	۱۴۰۰/۱۱/۲۷	۱۴۰۰/۱۱/۲۰	۱۴۰۰/۱۰/۱۶
				*نویسنده مسئول:		
				پست الکترونیکی:		
				امین قنادی اصل aghannadiasl@uma.ac.ir		

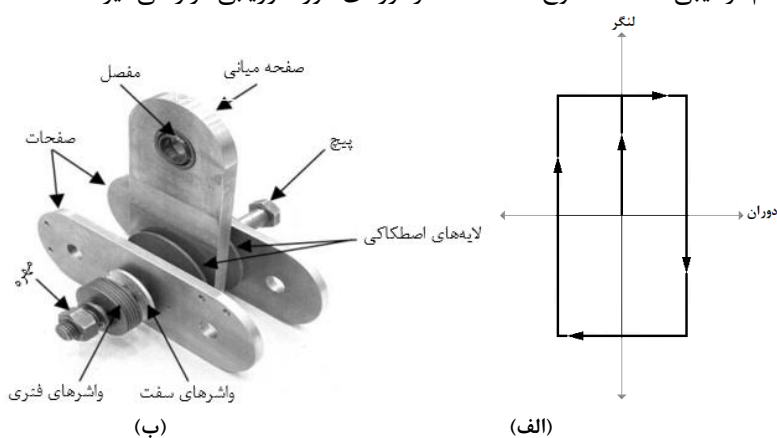
۱- مقدمه

در طول تاریخ طراحی لرزه‌ای سازه‌های مختلف، سیستم‌های مهاربندی، پُر کاربردترین نوع سیستم‌های سازه‌ای برای مقابله با نیروهای جانبی، از جمله زلزله به شمار می‌روند. مهاربندها، بسته به نوع آنها، سهمی از مقاومت جانبی کل سازه را به خود اختصاص می‌دهند. در سیستم قاب مهاربندی، اعضای مورب، به همراه تیرها، جان خردی قائم آن و ستون‌ها، بال آن را تشکیل می‌دهند. از جمله متداول‌ترین نوع سیستم‌های مهاربندی، سیستم مهاربندی خارج از محور است. این سیستم در کنار مزایای معماری خود، به علت دارا بودن شکل‌پذیری و رفتار مناسب لرزه‌ای، جزو بهترین سیستم‌های مهاربندی مقاوم در برابر زلزله به شمار می‌رود. در این سیستم، حساس‌ترین عضو، تیر پیوند است. در واقع تیر پیوند تعیین‌کننده رفتار این سیستم می‌باشد و طراحی آن بایستی با رعایت کامل ضوابط آیین‌نامه‌ای انجام شود. سیستم مهاربند خارج از محور از یک طرف همانند قاب‌های خمشی دارای شکل‌پذیری مناسب بوده [۱] و از طرف دیگر همچون سیستم مهاربندی هم‌مرکز، سختی قابل قبولی از خود نشان می‌دهد [۲]. ایده‌ی اصلی ارایه‌ی چنین سیستمی برطرف کردن نواقص قاب خمشی و قاب مهاربند هم‌مرکز بوده است (مشکل سختی در قاب خمشی و مشکل شکل‌پذیری در قاب هم‌مرکز). قاب‌های مهاربند خارج از محور برای نخستین بار توسط فوجیموتو^۱ و همکارانش و تاناباشی^۲ و همکارانش در ژاپن ارائه گردید. پیشرفت‌های عمده در مورد قاب‌های مهاربند خارج از محور مرهون تحقیقات مستمر رودر^۳ و پوپوف^۴ و همکارانش در طی سال‌های ۱۹۷۷ تا ۱۹۸۹ میلادی بر روی تیرهای پیوند این سیستم بوده و سایر مشخصات و ضوابط طراحی آنها در مرکز تحقیقات زلزله‌ی دانشگاه برکلی بوده است. در سیستم مهاربند خارج از محور، بین اجزای مهاربندی، یک المان بعنوان تیر پیوند با طول معین، قرار دارد که به عنوان فیوز، میزان شکل‌پذیری (قابلیت جذب و اتلاف انرژی تحت بارهای رفت و برگشتی) و رفتار سازه را کنترل می‌کند [۳]. سیستم‌های مهاربندی خارج از محور برای کنترل تغییر مکان‌های جانبی در محدوده‌ی رفتار خطی دارای سختی کافی بوده و در عین حال از شکل‌پذیری بسیار خوبی در محدوده‌ی رفتار غیرخطی برخوردار هستند [۴].

با پیشرفت تکنولوژی سیستم‌های کنترل سازه به عنوان یکی از مهمترین مستهلک‌کننده‌های انرژی ورودی به سازه محسوب می‌شوند و شامل سیستم کنترل فعال، غیرفعال، نیمه‌فعال و ترکیبی می‌باشند. پانل‌های برشی فولادی یکی از سیستم‌های کنترل غیرفعال سازه‌ها است که نقش مهمی در بهبود رفتار لرزه‌ای سازه‌ها ایفا می‌کند. تحقیقات متعددی در زمینه استفاده از این نوع سیستم، به منظور بهسازی سیستم‌های مختلف سازه‌ای از جمله: دیوارهای برشی فولادی نازک، قاب‌های مهاربندی هم‌مرکز و قاب‌های مهاربندی خارج از محور انجام شده است. پانل برشی فولادی از قطعات مهاری (قطعات برشی) ساخته شده و نقش تحمل اثرات بارهای جانبی وارد بر سازه را بر عهده دارد [۵]. خزائی‌پول و همکارانش در سال ۲۰۱۲ بیان کردند که با افزودن پانل برشی فولادی به سیستم مهاربند خارج از محور، ظرفیت استهلاک انرژی به مقدار قابل توجهی افزایش می‌یابد [۶]. اکبری‌حامد و مفید در سال ۲۰۱۵، در پژوهشی ترکیب پانل‌های برشی فولادی با سیستم‌های مهاربندی را بررسی کردند. پانل‌های برشی فولادی، شکل جدیدی از دیوارهای برشی فولادی هستند که بارهای توزیع‌شده‌ی بزرگ که بر روی تیرهای اولیه اعمال می‌شوند را حذف می‌کند. مطالعات آنها نتایج یک برنامه تجربی مقایسه‌ای در دو نوع پانل‌های برشی فولادی، با و بدون سخت‌کننده را ارایه می‌دهد. نتایج آنها نشان داد که پانل‌های برشی فولادی، علاوه بر رفتار هیستریزس قابل قبول و شکل‌پذیری عالی که دارند، سبب اتلاف بیشتر انرژی در سیستم ترکیبی نیز می‌شوند [۷]. در ادامه اکبری‌حامد و مفید بر روی دو مدل، پانل برشی فولادی با قاب مهاربند هم‌مرکز و پانل برشی فولادی با قاب مهاربند خارج از محور، مطالعاتی انجام دادند. آنها با استفاده از تحلیل استاتیکی خطی، اثرات اندازه و موقعیت پانل برشی در سختی جانبی سازه را بررسی کردند. رفتار المان‌ها با استفاده از مدل عددی نوار متقاطع، تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی، با نتایج آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته و صحت‌سنجی شد. یافته‌های آنها نشان داد که هر چقدر اندازه‌ی پانل برشی کوچکتر شده و موقعیت آن در میانه قاب مهاربندی قرار داده شود، حالت بهینه بدست خواهد آمد [۸].

^۱ Fujimoto^۲ Tanabashi^۳ Roeder^۴ Popov

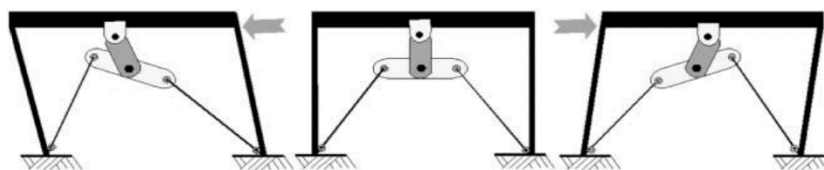
یکی دیگر از سیستم‌های کنترل غیرفعال سازه، میراگرهای اصطکاکی است. میراگرهای اصطکاکی، میراگرهایی با سختی پایدار و مکانیزم اتلاف انرژی مستقل از سرعت حرکت محسوب می‌شوند. آستانه‌ی فعالیت این تجهیزات در حالتی که تنش یا نیرو به ترازهای از پیش تعیین شده رسیده یا از آن تجاوز نماید، اتفاق می‌افتد. استهلاک انرژی در میراگرهای اصطکاکی به واسطه‌ی نیروی اصطکاکی ایجاد شده بین صفحات بوجود می‌آید. از جدیدترین انواع پرکاربرد میراگرهای اصطکاکی، میراگرهای اصطکاکی دورانی است. معله و پلو^۵، نوع جدیدی از میراگر اصطکاکی که به صورت دورانی موجب اتلاف انرژی می‌شد را طراحی نموده و پاسخ دینامیکی یک قاب یک طبقه‌ی مجهز به این میراگر را مورد مطالعه‌ی تحلیلی و آزمایشگاهی قرار دادند. در شکل ۱- الف، اجزای اصلی میراگر پیشنهاد شده توسط آنها شامل یک صفحه-ی عمودی، دو صفحه‌ی افقی و صفحات اصطکاکی نشان داده شده است. نمودار هیستریزیس^۶ میراگر اصطکاکی دورانی، با حداکثر میزان اتلاف انرژی، مستطیلی شکل است که در شکل ۱- ب آورده شده است. شکل ۲، شمای کلی از نحوه‌ی عملکرد میراگر اصطکاکی دورانی را نشان می‌دهد [۹]. معله و همکارانش در تحقیقی دیگر به منظور بررسی کارایی میراگر اصطکاکی دورانی در قاب مهاربند خارج از محور از نوع شورون، مدل تحلیلی را با مدل آزمایشگاهی در مقیاس واقعی مورد مطالعه قرار دادند [۱۰]. امروزه این نوع میراگر به دلیل سیستم ساده‌تر، با عملکرد بهتر نسبت به سایر سیستم‌های کنترل لرزه‌ای در پروژه‌های متعددی، در کشورهای مختلف استفاده شده و قابلیت‌های آن بارها مورد تایید قرار گرفت. در سال ۲۰۱۲ و در ادامه در سال ۲۰۱۴، کامرانی‌مقدم و قلیزاد از میراگرهای اصطکاکی دورانی برای بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربند زانویی استفاده نمودند. نتایج مطالعات آنها نشان داد که افزودن المان میراگر اصطکاکی دورانی به قاب مهاربند زانویی با جلوگیری از کمانش عضو قطری مهاربند، منجر به بهبود پارامترهای لرزه‌ای از جمله کاهش بیش از ۶۰٪ و تا نزدیک ۹۰٪، پاسخ جابجایی جانبی، بدون افزایش قابل توجه برش پایه و افزایش قابل توجه استهلاک انرژی می‌شود [۱۱ و ۱۲]. در سال ۲۰۱۵ شیرخانی و همکارانش از روش زمان دوام برای ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های فولادی مجهز به میراگر اصطکاکی دورانی استفاده نمودند. آنها قاب فولادی مجهز به میراگر اصطکاکی دورانی را تحت تحلیل زمانی غیرخطی و تحلیل زمان دوام مورد مطالعه قرار دادند. نتایج آنها نشان داد که افزودن میراگر اصطکاکی دورانی به قاب‌های فولادی، منجر به بهبود پارامترهای لرزه‌ای در سازه می‌شود [۱۳]. همچنین شیرخانی و همکارانش در سال ۲۰۲۱ یک مطالعه‌ی جامع و گسترده بر روی خسارت‌های لرزه‌ای قاب‌های فولادی مجهز به میراگرهای اصطکاکی دورانی، تحت تحریکات دینامیکی تشدید یافته انجام دادند. آنها در تحقیقات خود یک روش عملی برای محاسبه‌ی لنگر آستانه‌ی لغزش بهینه‌ی میراگرهای اصطکاکی دورانی در سازه‌های چند طبقه، در سطوح خطر لرزه‌ای چندگانه پیشنهاد دادند [۱۴]. قنادی اصل و عیسی-زاده در سال ۱۴۰۰ بر روی میراگرهای پیستونی با صفحات نیمه گرد مطالعه کردند. نتیجه‌ی بررسی آنها حاکی از کارایی سیستم پیشنهادی‌شان در کنترل پاسخ‌های دینامیکی نظیر جابجایی، سرعت و شتاب و کمانش مهاربند پیستونی شکل بود که آسیب‌های ناشی از بارهای جانبی که به سازه اعمال می‌شوند را به حداقل می‌رساند [۱۵]. در این پژوهش، سیستم مهاربند خارج از محور به همراه پانل برشی فولادی که توسط محققین گذشته پیشنهاد گردید، با سیستم میراگر اصطکاکی دورانی ترکیب شده و میزان تاثیر میراگر اصطکاکی دورانی در بهبود عملکرد لرزه‌ای سیستم ترکیبی، تحت سطوح مختلف خطر لرزه‌ای مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.



⁵ Mualla and Belev

^۶ Hysteresis Diagram

شکل ۱: الف) میراگر اصطکاکی دورانی، ب) نمودار هیستریزیس میراگر اصطکاکی دورانی [۹].



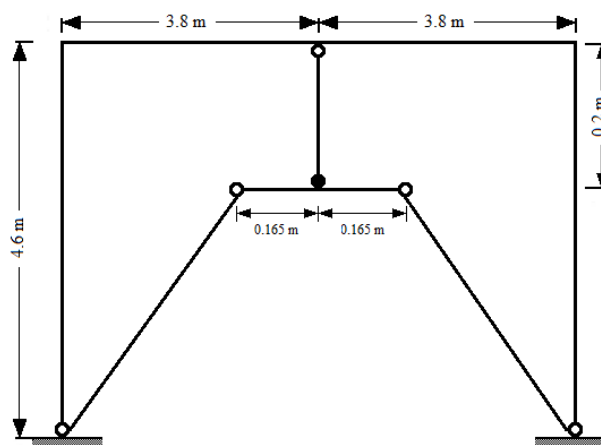
شکل ۲: مکانیزم نحوه عملکرد میراگر اصطکاکی دورانی تحت تحریک زلزله [۹].

۲- مدل سازی

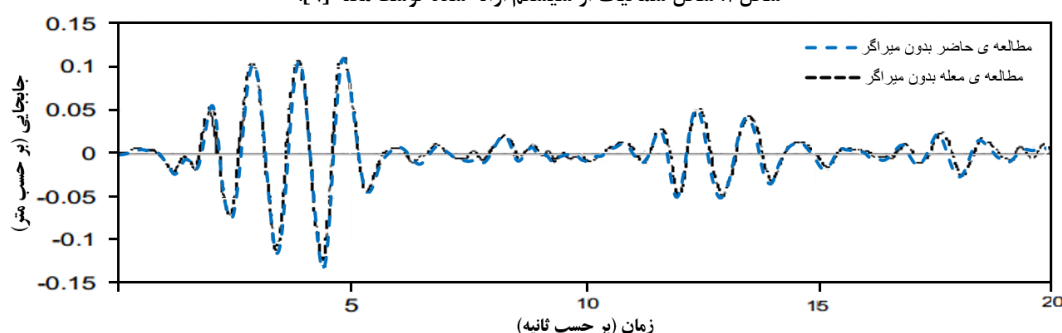
در ابتدا به منظور اطمینان از صحت مدل‌های عددی ایجاد شده در نرم‌افزار *OpenSees*، نتایج مدل‌سازی عددی دو نوع سیستم سازه‌ای میراگر اصطکاکی دورانی و مهاربند خارج از محور با پانل برشی فولادی، با نتایج انجام شده توسط معله و بلو [۹] و اکبری حامد و مفید [۱۶] بررسی و مورد مقایسه قرار گرفته است. در ادامه، مراحل و نتایج صحت‌سنجی مربوط به مدل‌سازی میراگر اصطکاکی دورانی و سپس صحت‌سنجی مربوط به مدل‌سازی قاب مهاربند خارج از محور با پانل برشی فولادی آورده شده است.

۲-۱- مدل‌سازی و صحت‌سنجی میراگر اصطکاکی دورانی

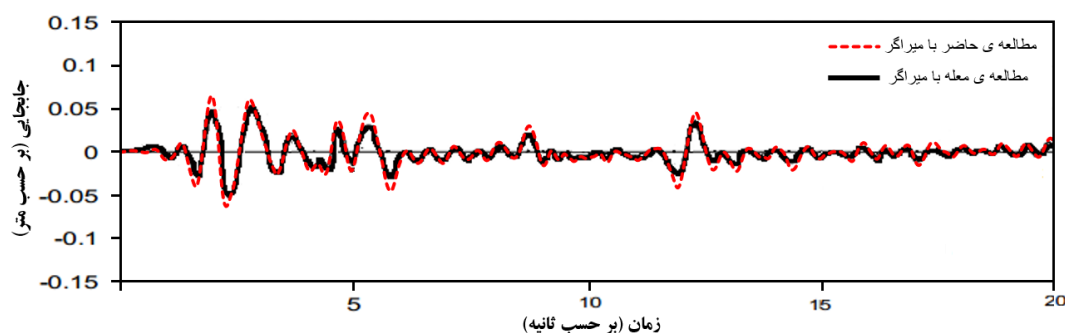
برای مدل‌سازی میراگر اصطکاکی دورانی در نرم‌افزار *OpenSees* از مدل رفتاری الاستوپلاستیک کامل استفاده شده است. در این مدل رفتاری، لنگر آستانه‌ی لغزش (M_f) به‌عنوان لنگر نقطه‌ی تسلیم ماده‌ی مورد استفاده در میراگر اصطکاکی دورانی در نظر گرفته می‌شود. جهت انجام صحت‌سنجی مربوط به المان میراگر اصطکاکی دورانی، نتایج مدل آزمایشگاهی مربوط به تحقیق معله [۹] به کار گرفته شده است (شکل ۳). ابعاد دو بُعدی قاب فولادی مدل شده توسط معله با طول دهانه‌ی $7/6 m$ و ارتفاع برابر با $4/6 m$ می‌باشد. بر اساس فرضیات معله تیر در قاب مذکور صلب و ممان اینرسی ستون‌ها $34 \times 10^6 mm^4$ می‌باشد. وزن کلی وارد شده بر سیستم برابر با $450 kN$ فرض شده و دوره‌ی تناوب ارتعاش برابر یک ثانیه و نسبت میرایی نیز برابر 5% مقدار بحرانی لحاظ گردیده است. در مدل عددی جرم به صورت متمرکز به گره‌های دو سر تیر اختصاص داده شده و شرایط تکیه‌گاهی ستون‌ها نیز گیردار فرض شده است. مشخصات میراگر اصطکاکی دورانی در این قاب شامل: طول بازوی قائم میراگر برابر با $0/2 m$ ، طول بازوی افقی میراگر (که شامل دو بازوی افقی است) $0/165 m$ ، مطابق مدل آزمایشگاهی مرجع مقدار لنگر آستانه‌ی لغزش برابر $2000 N.m$ و سطح مقطع مهاربندها $201 mm^2$ در نظر گرفته شده است. تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی قاب مدل شده تحت تحریک زلزله‌ی السنترو در جهت شمال-جنوب با بیشینه‌ی شتاب زمینی (PGA) برابر با $3/417 m/s^2$ و در مدت زمان $20 sec$ از زمان کلی زلزله، انجام شد [۹]. شکل ۴، مقایسه‌ی پاسخ تحلیل تاریخچه زمانی جابجایی را برای قاب‌های بدون میراگر اصطکاکی و شکل ۵، مقایسه‌ی پاسخ تحلیل تاریخچه زمانی جابجایی را برای قاب‌های با میراگر اصطکاکی، مدل شده توسط معله و مدل شده در مطالعه‌ی حاضر را نشان می‌دهند. مقایسه‌ی نتایج بدست آمده از مدل عددی با نتایج مدل آزمایشگاهی، دقت بالای مدل‌سازی را نشان می‌دهد.



شکل ۳: شکل شماتیک از سیستم ارائه شده توسط معله [۹].



شکل ۴: مقایسه‌ی پاسخ قاب بدون میراگر تحت تحریک زلزله، مدل شده توسط معله و در مطالعه‌ی حاضر [۹].



شکل ۵: پ مقایسه‌ی پاسخ قاب با میراگر تحت تحریک زلزله، مدل شده توسط معله و در مطالعه‌ی حاضر [۹].

۲-۲- مدل سازی و صحت‌سنجی مهاربند خارج از محور با پانل برشی فولادی

برای انجام صحت‌سنجی، از مدل عددی مهاربند خارج از محور با پانل برشی فولادی انجام شده در نرم افزار *OpenSees*، مربوط به تحقیق اکبری‌حامد و مفید [۱۶] (شکل ۶-الف)، استفاده شده است. قاب مدل شده توسط اکبری‌حامد و مفید، طول دهانه‌ای برابر با 5 m ، ارتفاع قاب برابر با 3 m ، طول لینک برشی برابر با 0.5 m و ابعاد قاب فولادی پانل برشی، یک مقطع مربعی با طول اضلاع برابر با 1.5 m می‌باشد. بار ثقلی اعمال شده بر روی تیر قاب، 10 KN/m در نظر گرفته شده است. این جرم به صورت متمرکز به گره‌های دو سر تیر اختصاص داده شده است. برای تیر، ستون و مهاربند از *IPE200* و برای تیر پیوند از *IPE100* و برای المان‌های مرزی از *IPE120* استفاده شده است. ضخامت پانل برشی برابر با 1 mm و جابجایی هدف نیز برابر با 10 cm لحاظ گردیده است [۱۶]. برای مدل‌سازی رفتار مصالح به کار رفته در المان‌های تیر، ستون و مهاربندها از *Steel02* استفاده شده و سخت‌شوندگی کرنشی فولاد 0.001 در نظر گرفته شده است. مقدار تنش تسلیم و مدول الاستیسیته در نظر گرفته شده برای این المان‌ها به ترتیب برابر 264 MPa و 210000 MPa می‌باشد. برای مدل‌سازی تیر، ستون و مهاربندها از المان *ForceBeamColumn* استفاده شده است. برای تعریف ورق فولادی نازک پانل برشی فولادی در

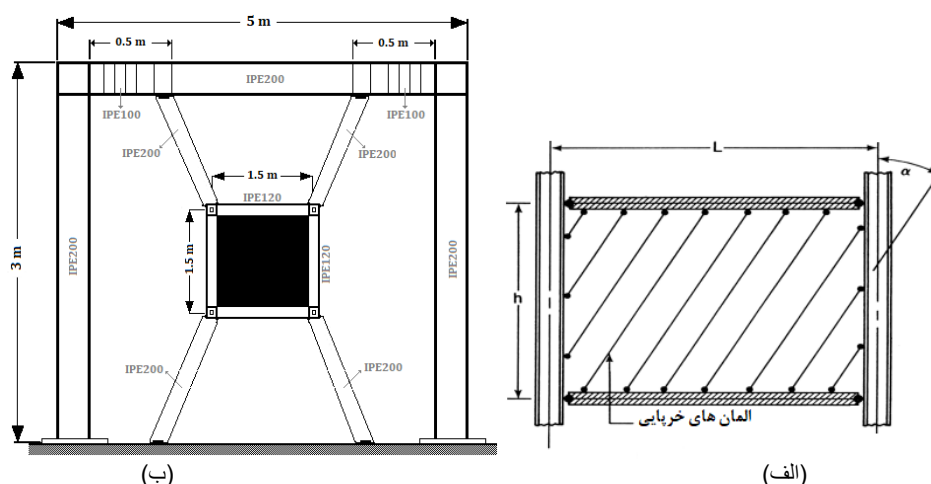
نرم افزار، از مدل المان های نواری استفاده شده است. میدان کششی قطری هر ورق فولادی با استفاده از تعداد نوارهای کششی مورب که دارای زاویه α نسبت به خط قائم و در اینجا ۴۵ درجه است (شکل ۶-ب)، مدلسازی می شود. طبق تحقیقات انجام شده [۱۷] حداقل تعداد ۱۰ نوار برای این روش مدلسازی کفایت می کند که در تحقیق حاضر ۱۲ نوار در مدلسازی ورق فولادی مربوط به پانل برشی تعریف شده است. المان مورد استفاده در ورق فولادی پانل برشی، از نوع المان خرابایی می باشد. جهت اختصاص دادن سطح مقطع هر نوار در پانل برشی، از رابطه ی زیر استفاده می شود:

$$A_s = \frac{(L \cos \alpha + h \sin \alpha) \times t_w}{n} \quad (۱)$$

در رابطه ی بالا n تعداد نوارهای تعریف شده در ورق فولادی است. L و h مقادیر به ترتیب مربوط به ابعاد طولی و عرضی پانل برشی است که

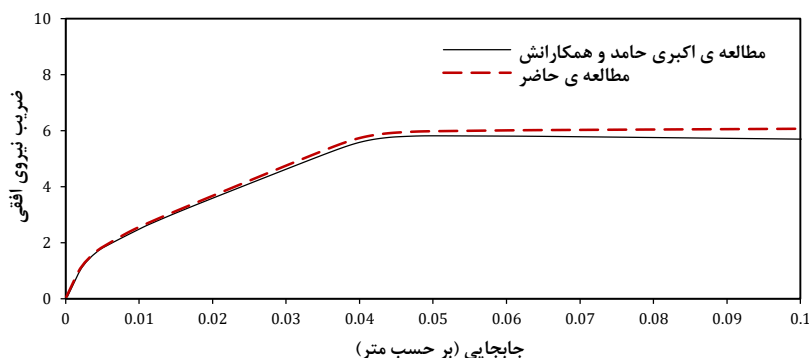
با توجه به مربعی بودن پانل برشی با هم برابر هستند. t_w ، ضخامت ورق فولادی مورد استفاده در پانل برشی است که برابر ۱ mm در نظر

گرفته شده است [۱۷].



شکل ۶: الف) مدل قاب مهاربند خارج از محور با پانل برشی فولادی در مطالعه اکبری حامد و مفید [۱۶]; ب) مدل نواری [۱۷].

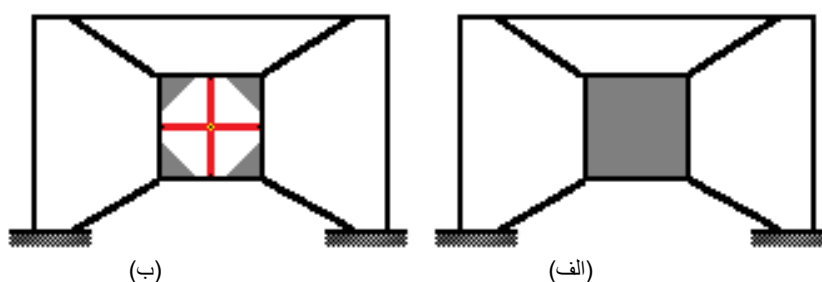
المان های مرزی پانل برشی و تیر پیوند، با استفاده از المان *DispBeamColumn* مدلسازی شده اند. نوع تحلیل انجام گرفته از نوع پوش-آور بوده است. مقدار دوره ی تناوب به دست آمده نیز برابر با مقدار $۰/۲۱۸ \text{ sec}$ است که تطابق مناسبی با دوره ی تناوب مقاله ی اکبری حامد و مفید [۱۶] که برابر با $۰/۲۳ \text{ sec}$ بود، دارد. شکل ۷، مقایسه ی پاسخ تحلیل پوش آور مدل عددی و مدل مرجع [۱۶] را نشان می دهد. مقایسه ی نتایج تحلیل پوش آور نشان داد که مدل عددی، دقت قابل قبولی داشته و می توان در ادامه تحقیق از آن استفاده نمود.



شکل ۷: مقایسه‌ی نمودارهای (نیرو-جابجایی) برای قاب یک طبقه EBFSPV^۷ مدل شده توسط اکبری حامد و مطالعه‌ی حاضر در نرم‌افزار OpenSees.

۲-۳- مدل سازی سیستم ترکیبی پیشنهادی

شکل ۸- الف، شکل شماتیک مدل ارائه شده توسط اکبری حامد و مفید، مربوط به قاب مهاربندی خارج از محور با پانل برشی فولادی است. در تحقیق حاضر به منظور بهبود عملکرد رفتار لرزه‌ای این نوع سیستم، از میراگر اصطکاکی دورانی در مرکز پانل برشی فولادی، مطابق شکل ۸- ب استفاده می‌شود. در جدول ۱، جزییات هر کدام از قاب‌ها به تفکیک ارائه شده است. مشخصات سیستم پیشنهادی بر اساس سیستم قاب ارائه شده توسط معله و بلو [۹] و اکبری حامد و مفید [۱۶] در جدول ۲ آورده شده است. در این مدل‌های عددی از آنجاییکه میراگر اصطکاکی دورانی و سیستم پانل برشی فولادی باید به عنوان عضو فداشونده (فیوز) عمل نمایند، المان‌های تیر، ستون و مهاربندها به صورت الاستیک تعریف شده‌اند. مدول الاستیسیته، سطح مقطع و ممان اینرسی برای المان بازوی قائم میراگر اصطکاکی دورانی (افقی و عمودی) به ترتیب $2 \times 10^4 \text{ N/m}^2$ ، $33/4 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ و $27/7 \times 10^{-6} \text{ m}^4$ در نظر گرفته شده است. مقدار جرم برابر $5/099 \text{ (kN.sec}^2\text{)/m}$ در نظر گرفته شد که برابر مقدار جرم در نظر گرفته شده در تحقیقات انجام شده توسط اکبری حامد و مفید می‌باشد. این جرم به صورت متمرکز به دو گره انتهایی تیر اختصاص داده شده است.



شکل ۸: شکل شماتیک الف) قاب مهاربند خارج از محور با پانل برشی؛ ب) قاب مهاربند خارج از محور با پانل برشی با الحاق میراگر اصطکاکی دورانی.

جدول ۱: قاب‌های مورد بررسی در این تحقیق.

شماره‌ی قاب	اختصار نام قاب	نوع قاب
-------------	----------------	---------

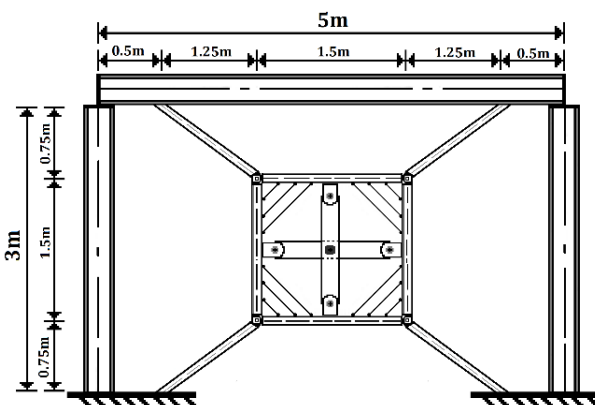
⁷ Eccentrically Braced Frame with Shear Panel

مدل ۱	EBFSP	مهاربند خارج از محور با پانل برشی فولادی
مدل ۲	SPCRFD1	مهاربند خارج از محور با پانل برشی فولادی با الحاق میراگر اصطکاکی دورانی با روش لنگر اصطکاکی بهینه‌ی آستانه‌ی لغزش در هر سطح خطر، بصورت جداگانه.
مدل ۳	SPCRFD2	مهاربند خارج از محور با پانل برشی فولادی با الحاق میراگر اصطکاکی دورانی با روش لنگر اصطکاکی بهینه‌ی آستانه‌ی لغزش مشترک در سطح خطر بینابین (با دوره‌ی بازگشت ۱۲۰۰ سال).

جدول ۲: ابعاد و مقاطع اعضای مختلف در قاب مدل پیشنهادی.

مشخصات	نوع المان
۳ m	ارتفاع قاب
۵ m	طول دهانه
۰/۵ m	طول تیر پیوند
۱/۵ m	طول المان های مرزی پانل برشی فولادی
۱/۵ m	ارتفاع بازوهای قائم و افقی میراگر
IPE220	تیر
IPE200	ستون
IPE200	مهاربندها
IPE100	تیر پیوند
IPE120	المان های مرزی پانل برشی فولادی

شکل ۹ جزئیات مربوط به اتصال میراگر اصطکاکی دورانی را به پانل برشی فولادی در سیستم قاب مهاربندی خارج از محور (سیستم ترکیبی پیشنهادی) را نشان می‌دهد. برای ارزیابی تاثیر میراگر اصطکاکی دورانی در عملکرد سیستم قاب مهاربند خارج از محور با پانل برشی فولادی، تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی انجام شد.



شکل ۹: ابعاد المان های مختلف مدل پیشنهادی.

۳- تحلیل دینامیکی سیستم ترکیبی پیشنهادی

در این مطالعه جهت انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، از هفت رکورد زلزله‌ی واقعی، طبق مشخصات جدول ۳ استفاده شده است [۱۸]. این رکوردهای زلزله‌ی انتخابی، طبق تعاریف ارائه شده در جدول ۴، از نوع نزدیک گسل بوده و فاصله‌ی رکوردهای زلزله از کانون آن (بر حسب کیلومتر)، در جدول ۵ آورده شده است [۱۹].

جدول ۳: مشخصات زلزله‌های مورد استفاده در این مطالعه [۱۸].

شماره‌ی زلزله	ضریب مقیاس اولیه	مخفف نام زلزله	$PGA (cm/s^2)$	شماره‌ی ایستگاه	نام زلزله	تاریخ
---------------	------------------	----------------	----------------	-----------------	-----------	-------

تاریخ	Imperial Valley	۵۰۵۱	۲۰۰/۲	IVPTS315	۳/۷۳۹	۱
۷۹/۱۵/۱۰	Palmsprings	۵۰۶۹	۱۲۹	PSFVR045	۷/۴۴۶	۲
۸۶/۰۸/۰	Loma Prieta	۴۷۰۰۶	۳۴۹/۱	LPGIL067	۲/۲۰۴۰	۳
۸۹/۱۷/۱۰	Loma Prieta	۵۸۱۳۵	۴۳۳/۱	LPLOB000	۲/۲۸۹۰	۴
۸۹/۱۷/۱۰	Loma Prieta	۵۸۰۶۵	۴۹۴/۵	LPSTG000	۱/۴۳۷	۵
۸۹/۱۷/۱۰	Morgan Hill	۵۷۳۸۳	۲۸۰/۴	MHG06090	۱/۸۳۶	۶
۸۴/۲۴/۰	Morgan Hill	۴۷۰۰۶	۹۵	MHGIL067	۵/۱۲۹	۷

جدول ۴: انواع گسل [۱۹].

انواع گسل	فاصله از کانون زلزله
نزدیک گسل	فاصله‌ی بین محل و کانون زلزله، کمتر از ۲۰ کیلومتر باشد.
میان گسل	فاصله‌ی بین محل و کانون زلزله، مابین ۲۰ کیلومتر تا ۵۰ کیلومتر باشد.
دور گسل	فاصله‌ی بین محل و کانون زلزله، بیشتر از ۵۰ کیلومتر باشد.

جدول ۵: اسامی زلزله‌ها و فاصله‌ی آنها از کانون زلزله (بر حسب کیلومتر) مطالعه [۱۸] و [۱۹].

نام زلزله	مخفف نام زلزله	فاصله از کانون زلزله (km)	نام زلزله	مخفف نام زلزله	فاصله از کانون زلزله (km)
Imperial Valley	IVPTS315	14.2	LomaPrieta	LPSTG000	13
Palmsprings	PSFVR045	15.8	MorganHill	MHG06090	18.8
LomaPrieta	LPGIL067	11.6	MorganHill	MHGIL067	16.2
LomaPrieta	LPLOB000	17.9	Artificial Earthquake	KTGM	---

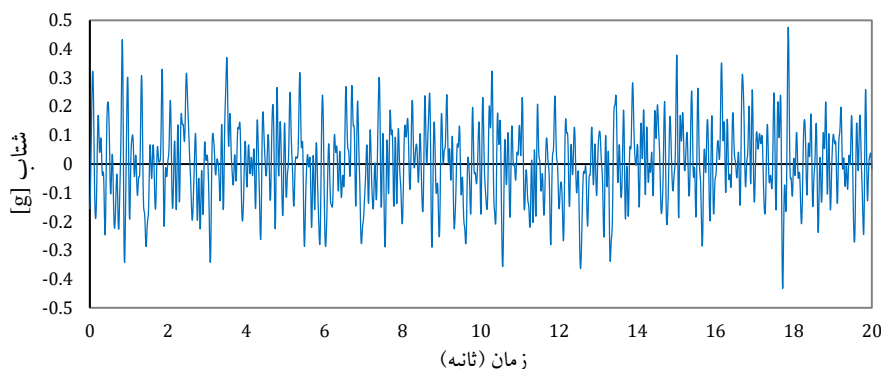
در این مطالعه از یک رکورد زلزله‌ی مصنوعی، جهت تعیین لنگر اصطکاکی آستانه‌ی لغزش بهینه‌ی میراگر استفاده شده است. علت استفاده از شتابنگاشت مصنوعی، دستیابی به نیروی لغزشی است که در زلزله‌های مختلف بطور مناسب عمل کند. چراکه نیروی لغزش، بستگی به PGA زلزله‌های واقعی دارد و برای هر زلزله‌ای متفاوت بوده و ممکن است نیروی لغزشی که برای یک زلزله مناسب است، در زلزله‌ی دیگر منجر به قفل‌شدگی میراگر شود؛ بنابراین از یک شتابنگاشت مصنوعی با PGA تقریباً ثابت استفاده شد تا نیروی لغزش بهینه‌ای که در زلزله‌های مختلف عملکرد مطلوبی داشته باشد، تعیین شود [۲۰]. یکی از روش‌های تولید شتاب‌نگاشت مصنوعی، استفاده از روابط تاجمی-کانای ($Tajimi-Kanai$) می‌باشد. در این روابط شدت قدرت طیف یا PSD^A بر اساس پارامترهای موجود قابل تعیین است.

$$S_{\ddot{v}}(\omega) = 2\Pi S_0 \frac{\omega_g^4 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^{2\beta} + 4\xi_g \omega_g^3 \omega^\beta \cos(\frac{\beta\Pi}{2})}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^{2\beta} + 4\xi_g \omega_g \omega^\beta \cos(\frac{\beta\Pi}{2})(\omega_g^2 - \omega^2)} \quad (2)$$

در این تحقیق از رابطه‌ی $Tajimi-Kanai$ جهت تولید شتاب‌نگاشت مصنوعی استفاده شده است. طیف پاسخ شتاب زلزله‌ی مصنوعی که تابعی از فرکانس زاویه‌ای (ω) است، از رابطه‌ی بالا بدست می‌آید. در رابطه‌ی بالا S_0 معرف طیف پاسخ اولیه، ξ_g معرف نسبت میرایی، ω_g معرف فرکانس زاویه‌ای طبیعی زمین و رفتار ویسکوالاستیک کیفی که با مرتبه‌ی (β) نمایش داده می‌شود و برای هر ماده‌ی بخصوص، در

⁸ Power Spectral Density

محدوده‌ی (۰ تا ۱) قرار دارد. در رابطه‌ی مذکور، مقدار ξ_g برابر ۰/۶، مقدار ω برابر ۳/۳۷ و مقدار PGA برابر ۰/۴۷۵g در نظر گرفته شده است. شکل ۱۰، مربوط به تاریخچه‌ی زمانی شتاب زلزله‌ی مصنوعی می‌باشد. همان‌طور که قابل مشاهده است، این شتاب بصورت گام نسبتاً ثابت در نظر گرفته شد [۲۰].



شکل ۱۰: پاسخ تاریخچه‌ی زمانی شتاب زلزله‌ی مصنوعی تولید شده بر اساس روابط Tajimi-Kanai [۲۰].

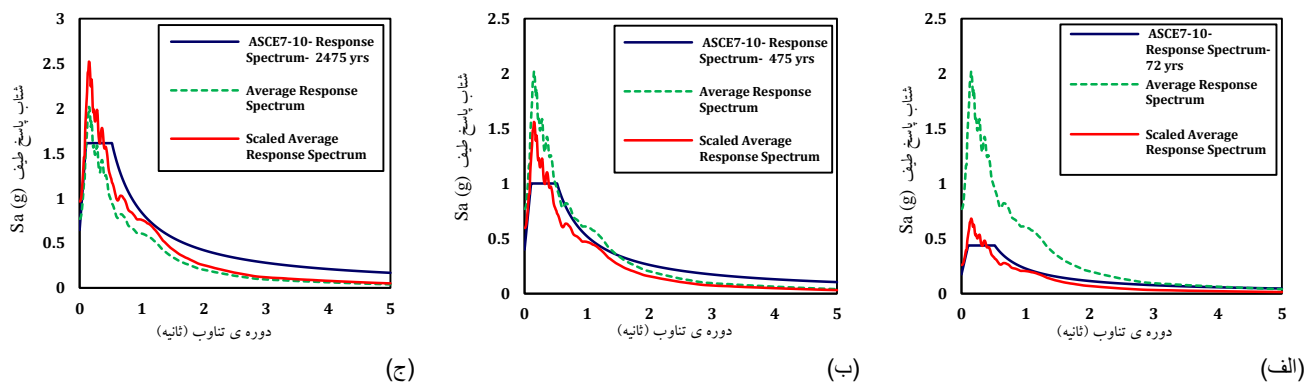
لازم به ذکر است که به منظور تعیین سطوح خطر مورد بررسی برای این مطالعه، از آیین‌نامه‌ی ارزیابی لرزه‌ای و بهسازی ساختمان‌های موجود، نسخه‌ی ASCE41-06، استفاده شد. طبق مشخصات جدول ۶، سه سطح خطر، با دوره‌های بازگشت ۷۲ سال، ۴۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال، جهت ارزیابی در نظر گرفته شد [۱۳].

جدول ۶: سطوح خطر مورد مطالعه در این بررسی.

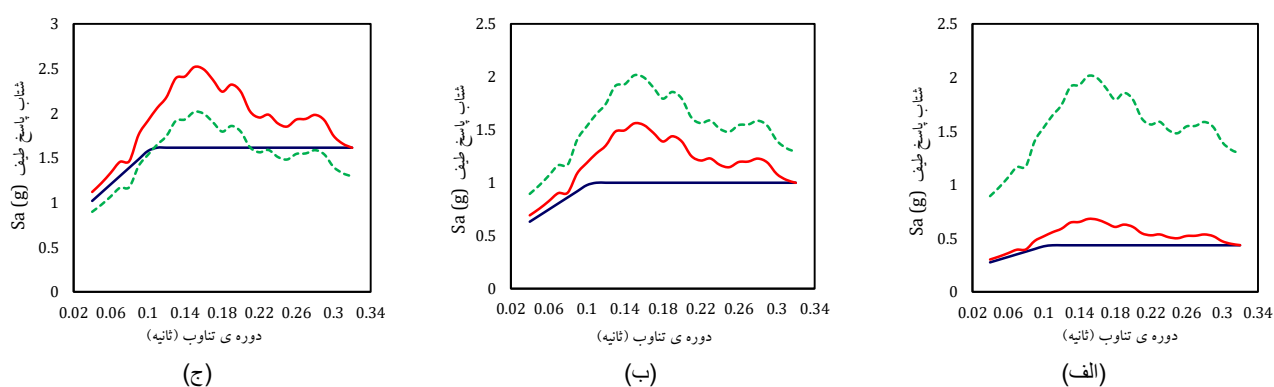
سطح خطر	مخفف سطح خطر	دوره‌ی بازگشت	احتمال وقوع
سطح خطر ۱	50%/50yr	۷۲ سال	۵۰ درصد در ۵۰ سال (زلزله‌ی بهره-برداری)
سطح خطر ۲	BSE1	۴۷۵ سال	۱۰ درصد در ۵۰ سال (زلزله‌ی طرح)
سطح خطر ۳	BSE2	۲۴۷۵ سال	۲ درصد در ۵۰ سال (زلزله‌ی نادر).

۴- مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها

یکی از نکات مهم در انواع روش‌های تحلیل و طراحی سازه، مقیاس کردن رکوردهای ورودی است. روش‌های مختلفی برای مقیاس کردن رکوردهای زلزله وجود دارد. در این تحقیق از مشخصات طیف پاسخ طرح، طبق آیین‌نامه‌ی ارزیابی لرزه‌ای و بهسازی ساختمان‌های موجود، نسخه‌ی ASCE7-10، استفاده شده است. طبق آیین‌نامه برای هر سطح خطر، طیف طرح مربوط به همان سطح خطر تعیین می‌شود. جهت مقیاس رکورد زلزله‌های انتخابی، ابتدا ضرایب مقیاس اولیه‌ی هر یک از زلزله‌های واقعی را (در هر سطح خطر)، در مقادیر شتاب آنها ضرب نموده و سپس از مجموع حاصل، میانگین گرفته می‌شود [۲۱]. بر اساس آیین‌نامه، بازه‌ی دوره‌ی تناوب مورد نظر جهت مقیاس کردن، بین $0.2T$ تا $1.5T$ در نظر گرفته می‌شود که T دوره‌ی تناوب سازه است. در بازه‌ی $(0.2T - 1.5T)$ ، میانگین هفت رکورد زلزله‌ی مقیاس شده باید بالاتر از طیف طرح آیین‌نامه قرار گرفته و حداقل در یک نقطه با نمودار طیف آیین‌نامه مماس شود [۲۲]. در شکل ۱۱ و شکل ۱۲، رنگ آبی توپُر برای نمودار طیف پاسخ آیین‌نامه، رنگ قرمز توپُر برای طیف پاسخ میانگین و رنگ سبز خط‌چین برای طیف پاسخ میانگین مقیاس شده در سطوح خطر مذکور در قسمت قبل است.



شکل ۱۱: مقایسه‌ی نمودارهای طیف پاسخ آیین‌نامه با طیف میانگین و طیف میانگین مقیاس شده در سطوح خطر: الف) 50%/50yr (ب) BSE1، ج) BSE2.



شکل ۱۲: نمودارهای شکل ۱۱، در بازه‌ی 0.2T تا 1.5T در سطوح خطر: الف) 50%/50yr (ب) BSE1، ج) BSE2.

۵- شاخص عملکرد لرزه‌ای

مهم‌ترین پارامتر در میراگر اصطکاکی دورانی، تعیین لنگر آستانه‌ی لغزش بهینه‌ی آن است. در این مطالعه از روش شاخص عملکرد لرزه‌ای، جهت تعیین پارامتر لنگر آستانه‌ی لغزش بهینه‌ی میراگر استفاده شده است. در این روش پارامترهای فاکتور کاهش پاسخ (R_d)، فاکتور کاهش برش پایه (R_f) و فاکتور انرژی مانده (R_e) و شاخص عملکرد لرزه‌ای (SPI^9) به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$R_d = \frac{D_f}{D_p} \quad (۳)$$

$$R_f = \frac{V_f}{V_p} \quad (۴)$$

$$R_e = \frac{E_i - E_h}{E_i} \quad (۵)$$

$$SPI = \sqrt{R_d^2 + R_f^2 + R_e^2} \quad (۶)$$

⁹ Seismic Performance Index

در روابط بالا D_f تغییرمکان سازه‌ی مجهز به میراگر اصطکاکی دورانی، D_p تغییرمکان سازه‌ی قاب اولیه، V_f برش پایه‌ی سازه‌ی مجهز به میراگر اصطکاکی دورانی، V_p برش پایه‌ی سازه‌ی قاب اولیه، E_i انرژی ورودی به سازه‌ی مجهز به میراگر اصطکاکی و E_h انرژی هیسترتیک اتلاف‌شده توسط میراگر اصطکاکی می‌باشد [۹]. شاخص عملکرد لرزه‌ای مینیمم، SPI مورد نظر خواهد بود. با افزایش لنگر آستانه لغزش، در بازه‌ی صفر تا یک، در ۲۰ گام، SPI مینیمم تعیین می‌گردد. لنگر آستانه‌ی لغزش میراگر به صورت زیر تعیین می‌گردد [۱۰]:

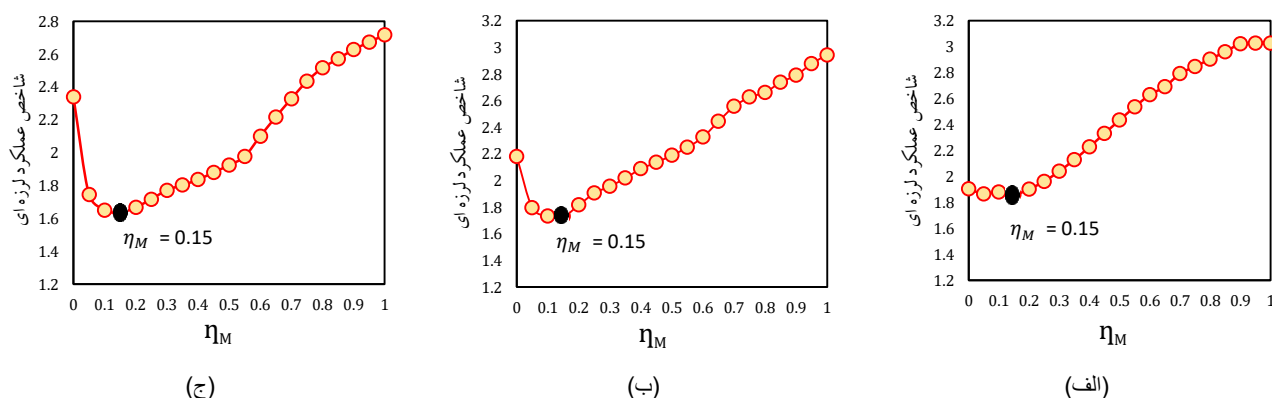
$$M_f = \eta_M \times M_u \quad (7)$$

در این رابطه M_f لنگر آستانه‌ی لغزش میراگر، M_u مقاومت نرمالیزه شده و M_u لنگر قفل‌شدگی می‌باشد. لنگر قفل‌شدگی، مقدار لنگری است که به ازای آن میراگر اصطکاکی دورانی عملکرد خود را از دست داده و به اصطلاح قفل می‌شود. در این بررسی از دو روش، جهت تعیین پارامتر لنگر آستانه‌ی لغزش بهینه استفاده شده است (که هر دو روش از شاخص عملکرد لرزه‌ای مینیمم بدست آمده‌اند):

(۱) لنگر اصطکاکی بهینه‌ی آستانه‌ی لغزش در هر سطح خطر، بصورت جداگانه.

(۲) لنگر اصطکاکی بهینه‌ی مشترک آستانه‌ی لغزش در سطح خطر بینابین، با دوره‌ی بازگشت ۱۲۰۰ سال.

در روش اول، عملکرد سیستم سازه‌ای مرکب از قاب مهاربند خارج از محور با پانل برشی فولادی و میراگر اصطکاکی دورانی بر اساس حداقل مقدار شاخص عملکرد لرزه‌ای لنگر اصطکاکی بهینه‌ی آستانه‌ی لغزش میراگر مذکور، در سطوح مختلف خطر لرزه‌ای، با دوره‌های بازگشت متوسط ۷۲، ۴۷۵ و ۲۴۷۵ سال، به صورت جداگانه مورد مطالعه قرار گرفت. لنگر اصطکاکی بهینه‌ی آستانه‌ی لغزش این میراگر، طی افزایش مقاومت نرمالیزه شده‌ی آن، در گام‌های متعدد و متناظر با حداقل مقدار شاخص عملکرد لرزه‌ای تعریف شده برای سنجش کارایی میراگر تعیین شد. مطابق شکل ۱۳-الف تا شکل ۱۳-ج، لنگر آستانه‌ی لغزش بهینه‌ی میراگر اصطکاکی دورانی با استفاده از SPI مینیمم، در سطوح خطر ۱ تا ۳، قابل مشاهده است. در این اشکال محور افقی، مقاومت نرمالیزه شده‌ی میراگر و محور قائم، شاخص عملکرد لرزه‌ای است. براساس نتایج این نمودارها شاخص عملکرد لرزه‌ای مینیمم، برای هر سه سطح خطر، در مقاومت نرمالیزه شده‌ی ۰/۱۵ اتفاق افتاد. مقادیر لنگر قفل‌شدگی برای هر سطح خطر با استفاده از تک رکورد زلزله‌ی مصنوعی، تعیین شده و با استفاده از رابطه‌ی ۷، مقادیر لنگر آستانه‌ی لغزش بهینه، در سه سطح خطر مطابق جدول ۷ بدست آمد [۲۲].

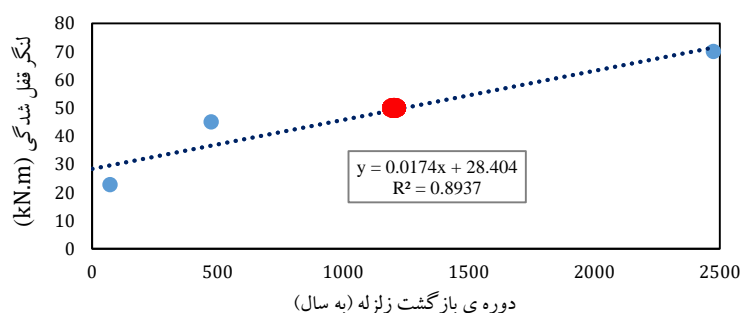


شکل ۱۳: شاخص عملکرد لرزه‌ای در سطوح خطر: الف) ۵۰%/۵۰yr، ب) BSE1، ج) BSE2

جدول ۷: مقادیر لنگر قفل‌شدگی و لنگر آستانه‌ی لغزش بهینه در روش اول.

سطح خطر	لنگر قفل‌شدگی (kN.m)	لنگر آستانه‌ی لغزش بهینه (kN.m)
۵۰%/۵۰yr	۲۲/۷	۳/۴۱
BSE1	۴۵	۶/۷۵

با توجه به اینکه در روش اول، شاخص عملکرد لرزه‌ای مینیمم، برای هر سه سطح خطر، دقیقاً در مقاومت نرمالیزه شده‌ی ۰/۱۵ اتفاق افتاد و از آن‌جا که اصولاً زمان رخداد زلزله و شدت آن قابل پیش‌بینی نیست، برای محاسبه‌ی لنگر اصطکاکی بهینه‌ی میراگر، روشی دومی پیشنهاد گردید که در آن یک لنگر آستانه‌ی لغزش بهینه‌ی مشترک در نظر گرفته شد که از طریق رگرسیون خطی عبوری از نمودار لنگر قفل‌شدگی-دوره‌ی بازگشت زلزله، در سه سطح خطر روش اول، بدست آمد. در روش دوم برای محاسبه لنگر بهینه مشترک بین سطوح خطر مورد نظر، دوره بازگشت بینابین (۱۲۰۰ سال) به‌عنوان دوره بازگشت متناظر در نظر گرفته شد. معادله‌ی موجود در شکل ۱۴، معادله-ی حاصل از این رگرسیون خطی را نمایش می‌دهد. پارامتر x معرف دوره‌ی بازگشت زلزله و پارامتر y معرف لنگر قفل‌شدگی است.



شکل ۱۴: برازش معادله و درون‌یابی دوره‌ی بازگشت - لنگر قفل‌شدگی در دوره‌ی بازگشت بینابین (۱۲۰۰ سال).

جدول ۸: مقادیر لنگر قفل‌شدگی و لنگر آستانه‌ی لغزش بهینه در روش دوم.

سطح خطر	دوره‌ی بازگشت	لنگر قفل‌شدگی (kN.m)	لنگر آستانه‌ی لغزش بهینه (kN.m)
50%/50yr, BSE1 & BSE2	۱۲۰۰ سال	۴۹/۲۸	۷/۳۹

برای بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم سازه‌ای پیشنهادی، پاسخ‌های سازه‌ای بر اساس لنگر اصطکاکی بهینه‌ی تعیین شده توسط دو حالت مذکور در سه سطح خطر تخمین زده شده است.

۶- نتایج عددی

جدول ۹، نتایج حداکثر پارامترهای جابجایی گره بام، برش پایه و انرژی ورودی، در قاب EBFSP در سه سطح خطر و جدول ۱۰ و جدول ۱۱، نتایج حداکثر پارامترهای جابجایی گره بام، برش پایه و انرژی ورودی و انرژی اتلاف‌شده در قاب‌های SPCRFD1 و SPCRFD2، در سه سطح خطر را نشان می‌دهد. در جداول، میانگین پاسخ‌های ۷ رکورد زلزله‌ی واقعی با AR7RE و رکورد زلزله‌ی مصنوعی با AE نمایش داده شده است.

جدول ۹: نتایج حداکثر پارامترها برای مدل مهاربند خارج از محور با پانل برشی فولادی.

انرژی ورودی (kN.m)	حداکثر برش پایه (kN)			حداکثر جابجایی گره بام (mm)			رکورد زلزله‌ی اعمال شده	
	BSE1	BSE2	50%/50yr	BSE1	BSE2	50%/50yr	BSE1	BSE2
۳/۳۱۷	۲۸/۱۳	۴۰/۷۵	۰/۴۹۱	۲۰/۵۵	۳۸/۰۵	۱۵/۵۴	۶/۷۵	۸/۹۲۶
۶/۱۵۸	۲۵/۲۶	۵۰/۷۸	۰/۳۰۶۶	۱۶/۹	۵۴/۶	۱۰/۲۲	۲/۸	۳۵/۹۵

جدول ۱۰: نتایج حداکثر پارامترها برای مدل مهاربند واگرا با پانل برشی فولادی با الحاق میراگر (روش سه لنگر بهینه متفاوت برای ۳ سطح خطر).

رکورد زلزله‌ی اعمال شده	حداکثر جابجایی (mm)			حداکثر برش پایه (kN)			انرژی ورودی (kN.m)			انرژی اتلاف شده (kN.m)		
	50%/50yr	BSE1	BSE2	50%/50yr	BSE1	BSE2	50%/50yr	BSE1	BSE2	50%/50yr	BSE1	BSE2
AR7RE	۷/۰۳	۱۹/۵۹	۳۴/۶۹	۱۳/۸۷	۲۷/۱۴	۴۰/۶۲	۰/۵۱۶	۳/۱۹۵	۸/۵۸۳	۰/۱۵۸	۱/۱۰۶	۳/۳۲۹
AE	۳/۰۱	۱۷/۲	۴۹/۵	۹/۵۰	۲۵/۴۸	۵۱/۴۲	۰/۲۹۸	۶/۲۱۷	۳۶/۶۱	۰/۰۶۰۷	۲/۱۸۱	۱۵/۰۴

جدول ۱۱: نتایج حداکثر پارامترها برای مدل مهاربند واگرا با پانل برشی فولادی با الحاق میراگر (روش لنگر بهینه مشترک برای سه سطح خطر).

رکورد زلزله‌ی اعمال شده	حداکثر جابجایی (mm)			حداکثر برش پایه (kN)			انرژی ورودی (kN.m)			انرژی اتلاف شده (kN.m)		
	50%/50yr	BSE1	BSE2	50%/50yr	BSE1	BSE2	50%/50yr	BSE1	BSE2	50%/50yr	BSE1	BSE2
AR7RE	۶/۴۸	۱۹/۱۱	۳۷/۱	۱۶/۱	۲۷/۲	۴۰/۱۶	۰/۴۶۸	۳/۱۶۹	۸/۶۹	۰/۰۸۹	۱/۱۰۷	۳/۰۶۴
AE	۳/۱۱	۱۷/۴	۴۹/۸	۱۱/۲۷	۲۶/۰۵	۴۹/۷۸	۰/۲۹۹	۶/۲۴۴	۳۷/۰۴	۰/۰...۸	۲/۱۷	۱۳/۰۱۳

جهت بررسی تغییرات پارامترهای جابجایی بام، برش پایه و انرژی ورودی قاب مدل اولیه، با افزودن میراگر اصطکاکی دورانی، از رابطه‌ی درصد کاهش استفاده شد. رابطه‌ی (۸)، فرمول درصد کاهش است که نتایج کاهش پارامترهای موردنظر در جدول ۱۲ آورده شده است [۲۳].

$$\text{Percentage Reduction} = \frac{(\text{RESPONSE}_{EBFSP} - \text{RESPONSE}_{SPCRFD})}{\text{RESPONSE}_{SPCRFD}} \quad (8)$$

با توجه به نتایج بدست آمده در جدول ۱۲، می‌توان گفت که با مقایسه‌ی دو روش اعمال لنگر آستانه‌ی لغزش در سطوح خطر مورد مطالعه، در روش اعمال لنگر آستانه‌ی لغزش بهینه‌ی متفاوت در سه سطح خطر یا همان روش اول، در مجموع نتایج بهتری را ارائه می‌دهد و به ویژه در سطوح خطر بالاتر، باعث بهبود بیشتر عملکرد لرزه‌ای در مدل قاب سیستم پیشنهادی شده است [۲۳].

جدول ۱۲: درصد کاهش (بین قاب اولیه و مدل پیشنهادی) با میانگین ۷ رکورد واقعی.

نام قاب‌ها	سطح خطر	جابجایی بام	برش پایه	انرژی ورودی
EBFSP & SPCRFD1	50%/50yr	-۴/۲۲	۱۰/۷۶	-۵/۱۴
	BSE1	۴/۶۸	۳/۵۲	۳/۶۸
	BSE2	۸/۸۲	۰/۳۲	۳/۸۴
EBFSP & SPCRFD2	50%/50yr	۳/۹۳	-۳/۵۸	۴/۶۲
	BSE1	۷/۰۲	۳/۲۹۸	۴/۴۷
	BSE2	۲/۴۹	۱/۴۴	۲/۴۴

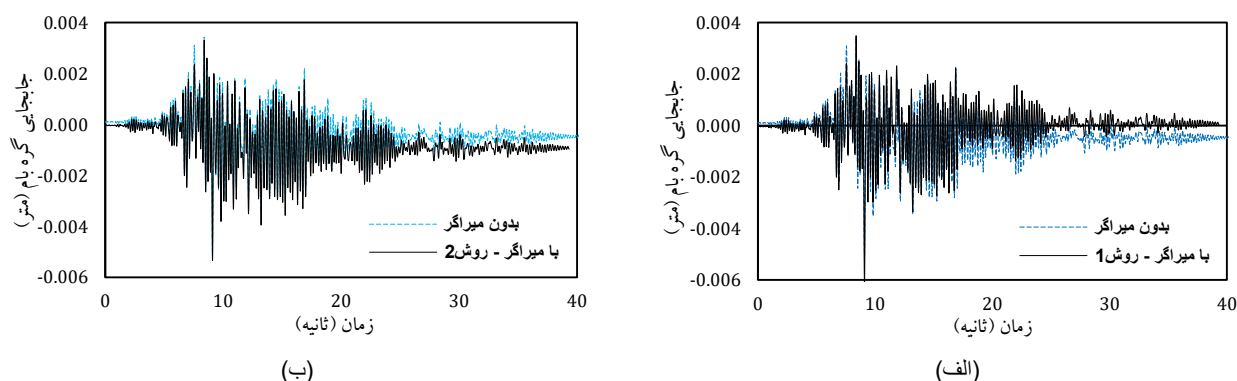
در ادامه جهت بررسی میزان انرژی اتلاف شده توسط میراگر اصطکاکی دورانی نسبت به انرژی ورودی، از رابطه‌ی درصد انرژی اتلاف شده استفاده شد. رابطه‌ی (۹)، فرمول درصد انرژی اتلاف شده در مدل پیشنهادی را با دو روش اعمال لنگر آستانه‌ی لغزش بهینه، یک بار با رکورد زلزله‌ی میانگین هفت رکورد زلزله‌ی واقعی و یک بار با تک رکورد زلزله‌ی مصنوعی را نشان می‌دهد [۲۳].

$$\text{Percentage Dissipated energy} = \frac{\text{Dissipated energy}}{\text{Input energy}} \times 100 \quad (9)$$

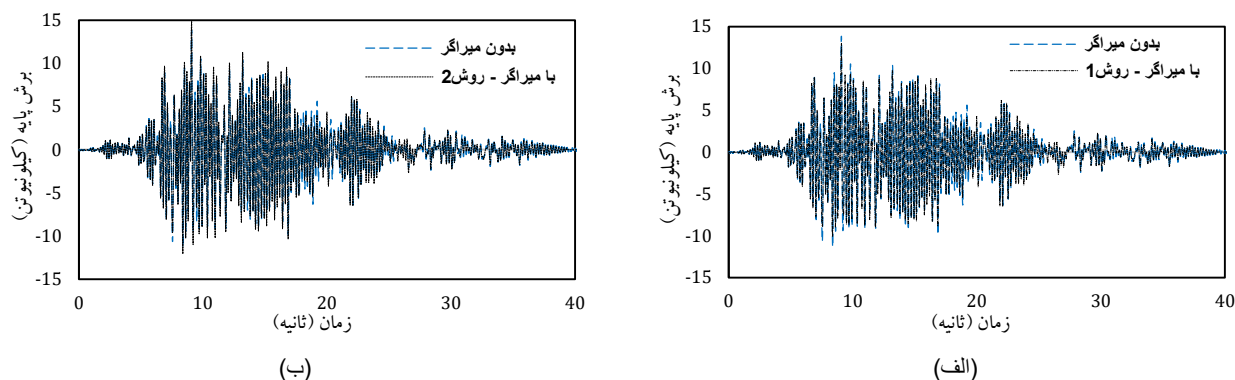
جدول ۱۳: درصد انرژی اتلاف شده به انرژی ورودی در قاب SPCRFD1 و قاب SPCRFD2.

نام قاب‌ها	سطح خطر	AR7RE	AE
SPCRFD1	50%/50yr	۲۷٪/۷	۲۰٪/۳۸
	BSE1	۳۰٪/۵۲	۳۵٪/۰۸
	BSE2	۳۵٪/۲۹	۴۱٪/۰۷
SPCRFD2	50%/50yr	۱۲٪/۵۲	۳٪/۲۲
	BSE1	۳۰٪/۰۷	۳۴٪/۷۵
	BSE2	۳۳٪/۸۵	۳۵٪/۱۳

با توجه به نتایج بدست آمده در جدول ۱۳، می‌توان گفت که با مقایسه‌ی دو روش اعمال لنگر آستانه‌ی لغزش در سطوح خطر مورد مطالعه، روش اول هم با رکورد زلزله‌ی میانگین، هم با تک رکورد زلزله‌ی مصنوعی، در مجموع نتایج بهتری را ارائه می‌دهد و به ویژه در سطوح خطر بالاتر، باعث بهبود بیشتر عملکرد لرزه‌ای در مدل قاب سیستم پیشنهادی شده است. در این قسمت، برای یکی از رکوردهای زلزله‌ی واقعی، رکورد زلزله‌ی JVPTS315، در سطح خطر ۱، نمودارهای تاریخچه زمانی جابجایی و برش پایه آورده شده است (شکل ۱۵ و شکل ۱۶). همان‌طور که در نمودارها قابل مشاهده است، افزودن میراگر به سیستم مدل پیشنهادی، باعث کاهش نسبی جابجایی و برش پایه گردیده است [۲۳].



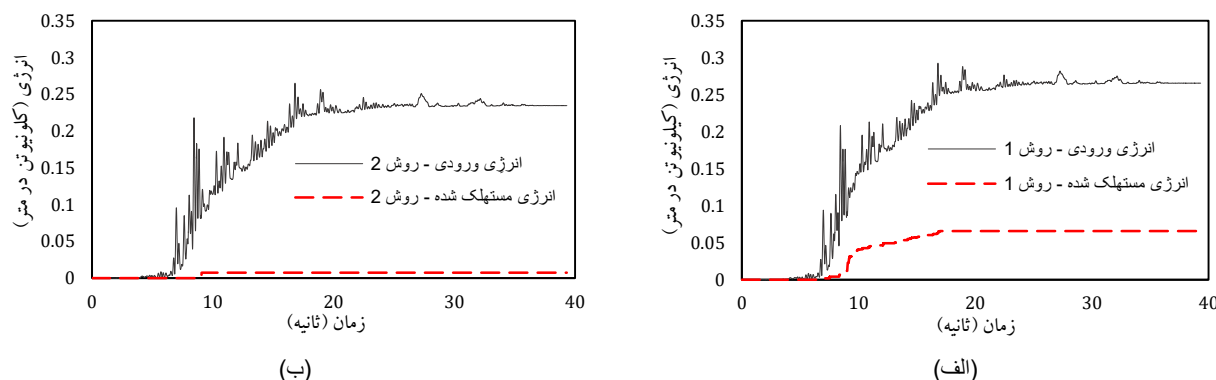
شکل ۱۵: مقایسه‌ی نمودار تاریخچه زمانی جابجایی (مدل با و بدون میراگر)، تحت زلزله‌ی JVPTS315 (الف) روش دوم، (ب) روش اول در سطح خطر 50%/50yr؛



شکل ۱۶: مقایسه‌ی نمودار تاریخچه زمانی برش پایه (مدل با و بدون میراگر)، تحت زلزله‌ی *IVPTS315*، روش دوم، (ب) روش اول در سطح خطر $50\%/50yr$ ؛

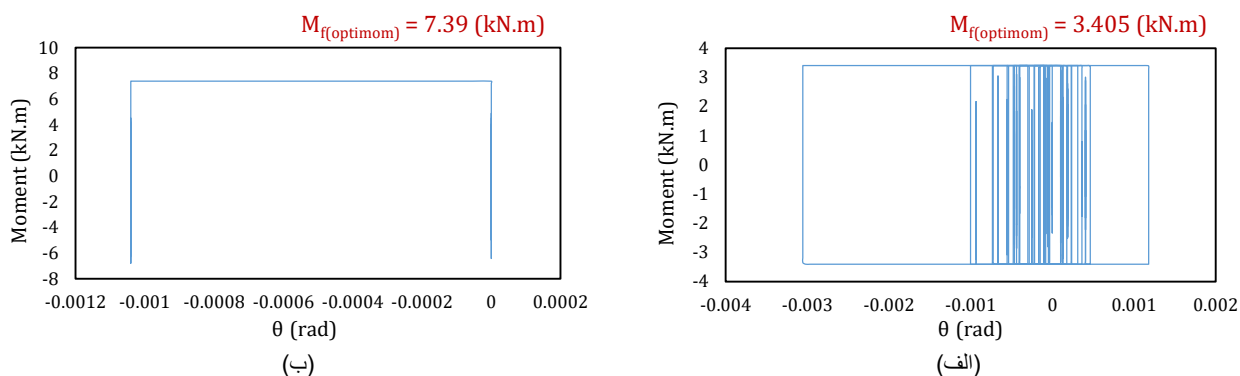
همانطور که در شکل ۱۶ قابل مشاهده است، تغییرات برش پایه در سیستم پیشنهادی بسیار ناچیز بوده و دو نمودار به هم نزدیک هستند.

شکل ۱۷ مربوط به نمودارهای تاریخچه زمانی انرژی را نشان می‌دهد. همانطور که در نمودارها قابل مشاهده است، افزودن میراگر به سیستم مدل پیشنهادی باعث افزایش انرژی اتلاف شده توسط المان میراگر اصطکاکی دورانی گردیده و با افزایش سطح خطر، این تاثیر بیشتر شده است. همچنین این میزان اتلاف انرژی در روش اول اعمال لنگر آستانه‌ی لغزش نسبت به روش دوم اعمال لنگر آستانه‌ی لغزش بیشتر و محسوس‌تر است [۲۳].

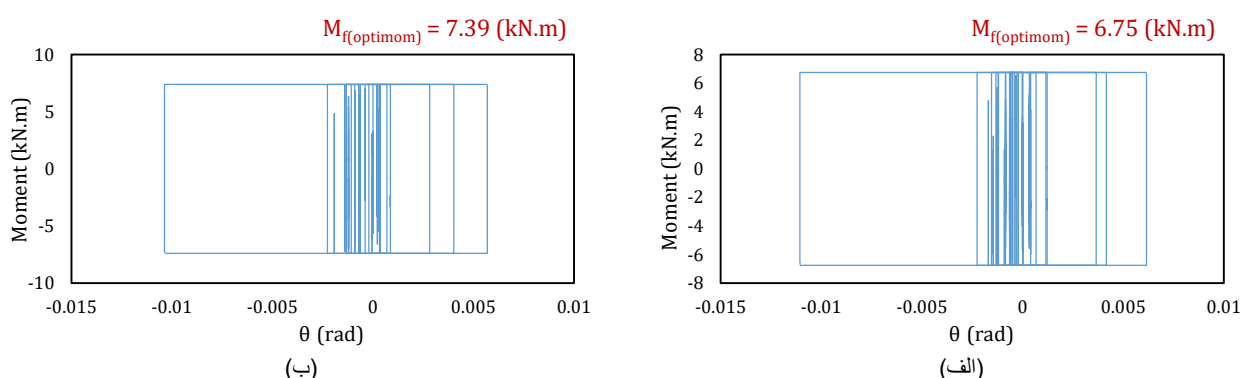


شکل ۱۷: مقایسه‌ی نمودار تاریخچه زمانی انرژی (مدل با و بدون میراگر)، تحت زلزله‌ی *IVPTS315*، روش دوم، (ب) روش اول در سطح خطر $50\%/50yr$ ؛

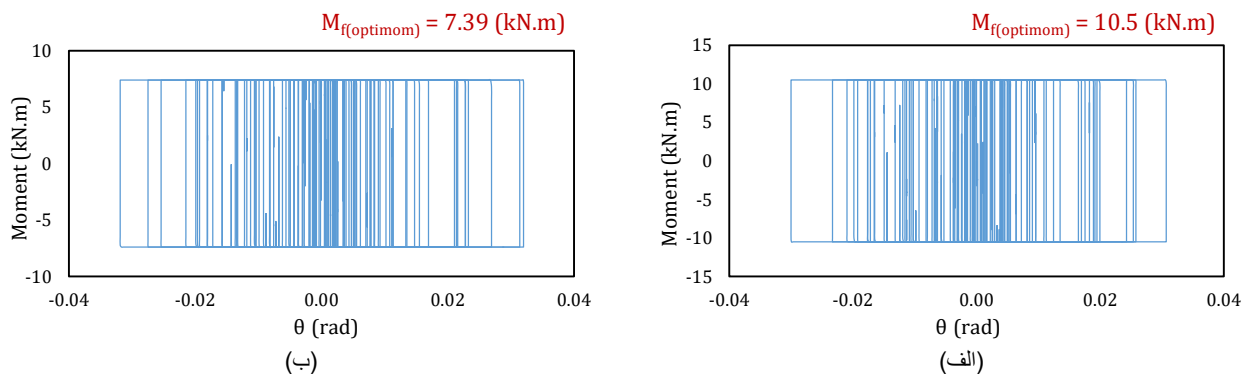
شکل ۱۸ تا شکل ۲۰، نمودار هیستریزیس المان میراگر اصطکاکی دورانی را در قاب مدل پیشنهادی، در سه سطح خطر، با دو روش اعمال لنگر آستانه‌ی لغزش (جدول ۱)، تحت رکورد زلزله‌ی *IVPTS315* را نشان می‌دهد. در نمودارهای هیستریزیس، محور افقی نشان‌دهنده‌ی دوران و محور قائم نشان‌دهنده‌ی لنگر است. مقادیر لنگر بهینه پیش‌تر در هر سطح خطر، در جدول ۷ و جدول ۸ اشاره شده است [۲۳].



شکل ۱۸: نمودار هیستریزیس المان میراگر، تحت رکورد زلزله‌ی *JVPTS315* در: الف) قاب *SPCRFD1*، ب) قاب *SPCRFD2*، در سطح خطر 50%/50yr؛

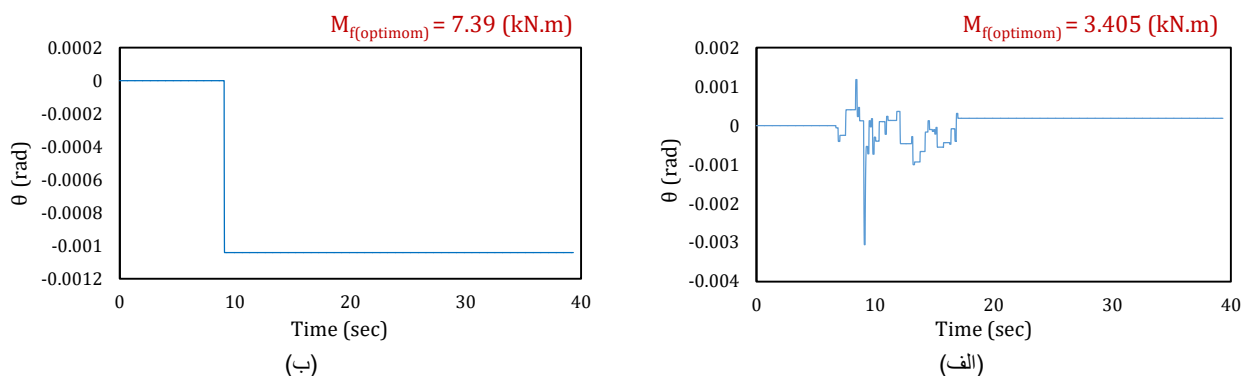


شکل ۱۹: نمودار هیستریزیس المان میراگر، تحت رکورد زلزله‌ی *JVPTS315* در: الف) قاب *SPCRFD1*، ب) قاب *SPCRFD2*، در سطح خطر *BSE1*.

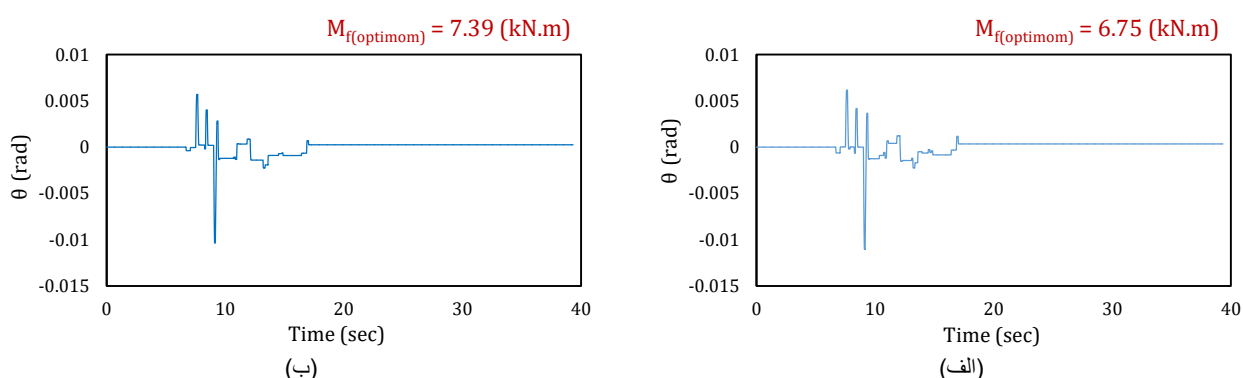


شکل ۲۰: نمودار هیستریزیس المان میراگر، تحت رکورد زلزله‌ی *JVPTS315* در: الف) قاب *SPCRFD1*، ب) قاب *SPCRFD2*، در سطح خطر *BSE2*.

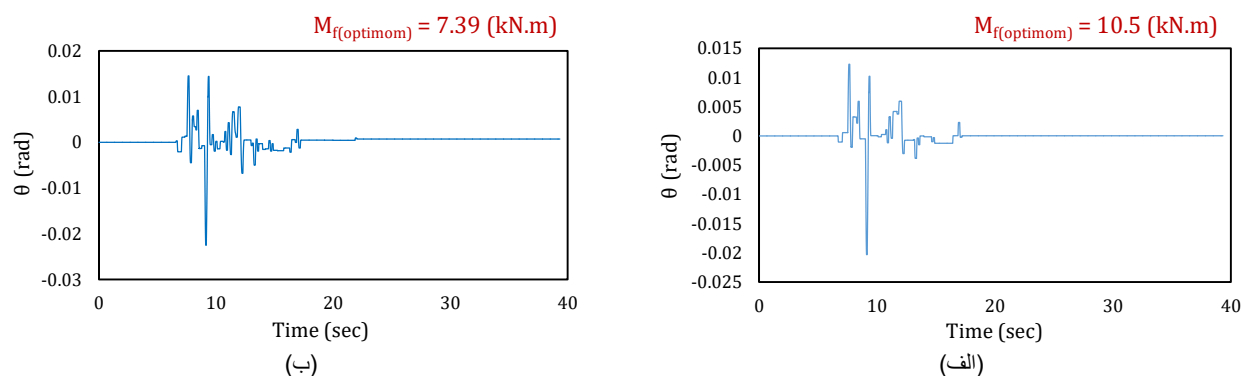
شکل ۲۱ تا شکل ۲۳، نمودار تاریخچه زمانی دوران المان میراگر اصطکاکی دورانی را در قاب مدل پیشنهادی، در سه سطح خطر، با دو روش اعمال لنگر آستانه‌ی لغزش (جدول ۱)، تحت رکورد زلزله‌ی *IVPTS315* را نشان می‌دهد. در نمودارهای ارائه شده، محور افقی نشان‌دهنده‌ی زمان و محور قائم نشان‌دهنده‌ی دوران است. مقادیر لنگر بهینه پیش‌تر در هر سطح خطر، در جدول ۷ و جدول ۸ اشاره شده است [۲۳].



شکل ۲۱: نمودار تاریخچه زمانی دوران المان میراگر، تحت رکورد زلزله‌ی JVPTS315 در: الف) قاب SPCRFD1، ب) قاب SPCRFD2، در سطح خطر 50%/50yr



شکل ۲۲: نمودار تاریخچه زمانی دوران المان میراگر، تحت رکورد زلزله‌ی JVPTS315 در: الف) قاب SPCRFD1، ب) قاب SPCRFD2، در سطح خطر BSE1.



شکل ۲۳: نمودار تاریخچه زمانی دوران المان میراگر، تحت رکورد زلزله‌ی JVPTS315 در: الف) قاب SPCRFD1، ب) قاب SPCRFD2، در سطح خطر BSE2.

۷- نتیجه گیری

در مقاله‌ی حاضر، یک سیستم سازه‌ای مرکب از قاب مهاربند خارج از محور با پانل برشی فولادی و میراگر اصطکاکی دورانی براساس مدل‌سازی عددی، پیشنهاد شده و عملکرد آن بر اساس لنگر اصطکاکی بهینه‌ی آستانه‌ی لغزش میراگر اصطکاکی دورانی، در سطوح مختلف خطر لرزه‌ای، با دوره‌های بازگشت متوسط ۷۲، ۴۷۵ و ۲۴۷۵ سال، توسط تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی مورد مطالعه قرار گرفته است. لنگر اصطکاکی بهینه‌ی آستانه‌ی لغزش این میراگر، طی افزایش مقاومت نرمالیزه شده‌ی آن، در گام‌های متعدد و متناظر با حداقل مقدار شاخص عملکرد لرزه‌ای تعریف شده برای سنجش کارایی میراگر تعیین گردید. در این پژوهش، لنگر بهینه‌ی مذکور بر اساس

حداقل مقدار شاخص عملکرد لرزه‌ای در هر سطح خطر به صورت جداگانه تعیین شده است (روش اول اعمال لنگر آستانه‌ی لغزش بهینه‌ی میراگر در سیستم پیشنهادی)؛ اما از آنجاکه اصولاً زمان رخداد زلزله و شدت آن قابل پیش‌بینی نیست، تعیین لنگر اصطکاکی بهینه‌ی مشترک، به علت اینکه میراگر در سطوح خطر لرزه‌ای متفاوت عملکرد مناسبی داشته باشد و دیگر نیازی به تنظیم مجدد پس از وقوع هر زلزله‌ی احتمالی نداشته باشد، بعنوان یکی دیگر از اهداف مطالعه‌ی حاضر در نظر گرفته شد (روش دوم اعمال لنگر آستانه‌ی لغزش بهینه‌ی میراگر در سیستم پیشنهادی). از این رو برای محاسبه‌ی لنگر بهینه‌ی مشترک بین سطوح خطر لرزه‌ای مورد نظر، دوره‌ی بازگشت بین‌آیین (۱۲۰۰ سال)، به عنوان دوره‌ی بازگشت متناظر در نظر گرفته شد. برای بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم سازه‌ای پیشنهادی، پاسخ‌های سازه-ای بر اساس لنگر اصطکاکی بهینه‌ی تعیین شده توسط دو حالت مذکور، در سه سطح خطر لرزه‌ای تخمین زده شد. جهت گزارش نتایج این پژوهش ابتدا درصد کاهش پارامترهای جابجایی، برش پایه و انرژی ورودی، با استفاده از اعمال رکورد زلزله‌ی میانگین، مابین قاب اولیه و قاب مدل پیشنهادی، در سه سطح خطر و با استفاده از دو روش اعمال لنگر آستانه‌ی لغزش بهینه‌ی میراگر بررسی شد. نتایج نشان داد که در روش اول، درصد کاهش پارامترهای: جابجایی، حداکثر تا حدود ۹٪؛ برش پایه، حداکثر تا حدود ۱۱٪ و انرژی ورودی، حداکثر تا حدود ۴٪ بدست آمد. در روش دوم نیز درصد کاهش پارامترهای: جابجایی، حداکثر تا حدود ۷٪؛ برش پایه، حداکثر تا حدود ۳٪ و انرژی ورودی، حداکثر تا حدود ۵٪ بدست آمد. در ادامه درصد انرژی اتلاف‌شده توسط المان میراگر اطکاکی دورانی به انرژی ورودی، با دو روش اعمال لنگر آستانه‌ی لغزش بهینه‌ی میراگر، در قاب مدل پیشنهادی، در سه سطح خطر و تحت دو رکورد زلزله‌ی میانگین و زلزله‌ی مصنوعی آورده شد. دامنه‌ی تغییرات این درصد، در روش اول با رکورد زلزله‌ی میانگین، مابین ۲۷/۷٪ تا ۳۵/۲۹٪ و در روش دوم با رکورد زلزله‌ی میانگین، مابین ۱۲/۵۲٪ تا ۳۳/۸۵٪ بوده است. همچنین دامنه‌ی تغییرات این درصد در روش اول با رکورد زلزله‌ی مصنوعی، مابین ۲۰/۳۸٪ تا ۴۱/۰۷٪ و در روش دوم با رکورد زلزله‌ی مصنوعی، مابین ۳/۲۲٪ تا ۳۵/۱۳٪ بوده است. نتایج بدست آمده نشان داد که در نظر گرفتن لنگر اصطکاکی بهینه‌ی متناظر با هر سطح خطر لرزه‌ای به صورت جداگانه، باعث بهبود پاسخ‌های لرزه‌ای سیستم سازه‌ای پیشنهادی می‌گردد؛ اما طبیعتاً، لنگر اصطکاکی بهینه‌ی مشترک بین سطوح خطر لرزه‌ای متفاوت، نتایج محافظه‌کارانه‌ای ارائه می‌دهد. همچنین مشخص شد که میراگر مذکور، در سطوح خطر بالاتر (به ویژه سطح خطر ۲ و سطح خطر ۳)، کارایی بهتری در بهبود پاسخ و رفتار لرزه‌ای این سیستم ترکیبی دارد.

مراجع

- [1] Gulec, C.K. Gibbons, B. Chen, A. and Whittaker, A.S. (2011). Damage states and fragility functions for link beams in eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 67(9), Pages (1299-1309).
- [2] Ghannadiasl, A. and Esrafil, H. and Shokrgozar, H.R. (2019). Seismic performance of concentrically steel braced frames with eccentric gusset plates. *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*. Vol. 6(4), Pages (131-142).
- [3] Roeder, C.W. and Popov, P. (1978). Eccentrically braced steel frames for earthquakes. *Journal of the Structural Division*. Vol. 104(3). Pages (391-412).
- [4] Sahraei, Y. and Haddadi, A. (2016). A Review of the research history of steel structure with EBF. *2nd International Conference on New Research Achievements in Civil Engineering, Architecture and Urban Management*. Tehran, Iran.
- [5] Akbari Hamed, A. (2015). Design, modelling and investigation of seismic behavior of bracing type steel shear panels. PhD Dissertation (in Persian), *Civil Engineering Department, Sharif University of Technology*, Tehran, Iran.
- [6] Khazaei-Poul, M. Alavi, E. Nateghi-Alahi, F. (2012). Experimental and analytical study on concentrically braced frame system combined with shear panel. *Sharif Journal of Civil Engineering*. Vol. 2-28(4), Pages (147-154).
- [7] Akbari Hamed, A. and Mofid, M. (2015). On the experimental and numerical study of braced steel shear panels. *The Structural Design of Tall and Special Building*. Vol. 24(14), Pages (853-872).
- [8] Akbari Hamed, A. and Mofid, M. (2016). Parametric study and computation of seismic performance factors of braced shear panels. *Scientia Iranica*. Vol. 23(2), Pages (460-474).
- [9] Mualla, I. H. and Belev, B. (2002). Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation. *Engineering Structures*. Vol. 24(1). Pages (365-37).

- [10] Mualla, I. H. and Nielsen, L.O, Belev. and B, I.Liao. and W, Loh. C.H and Agrawal, A. (2002). Numerical prediction of shaking table tests on a full-scale friction-damped structure. *12th European Conference on Earthquake Engineering*. London, UK.
- [11] Gholizad, A. KamraniMoghaddam, P. (2012). [Performance of friction damper for dynamic response reduction of seismically excited knee braced steel frames](#). *9th International Congress on Civil Engineering*.
- [12] Gholizad, A. KamraniMoghaddam, P. (2014). Friction damper dynamic performance in seismically excited knee braced steel frames. *International Journal of Civil Engineering*. Vol. 12(1). Pages (32–40).
- [13] Foyouzat, M. A., & Estekanchi, H. E. (2016). Application of rigid-perfectly plastic spectra in improved seismic response assessment by Endurance Time method. *Engineering Structures*, Vol. (111), Pages (24-35).
- [14] Shirkhani, A. and Farahmand Azar, B. and Charkhtab Basim, M(.2021). Seismic loss assessment of steel structures equipped with rotational friction dampers subjected to intensifying dynamic excitations. *Journal of Engineering Structures*. Pages (238 -112233).
- [15] Ghannadiasl, A. and Esazadeh, M. (2020). Investigating seismic performance of steel frame structures using piston damper with semi-circular plates. *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*. Under press.
- [16] Akbari Hamed, A. and Mofid, M. (2016). Plastic design of eccentrically braced frames with shear panels. *Structures and Buildings*. Pages (1-13).
- [17] Thorburn, L. J., Kulak, G. L., and Montgomery, C. J. (1983). Analysis of steel plate shear walls. *Structural Engineering*. No. 107, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alta.
- [18] Estekanchi, H. M. and Charkhtab Basim, M. (2011). Optimal damper placement in steel frames by the Endurance Time method. *Journal of Structural Design of Tall and Buildings*. Vol. (20). Pages (612–630).
- [19] Haj Najafi, L. and Tehranizadeh, M. (2013). Evaluation of seismic behavior for moment frames and eccentrically braced frames due to near-field ground motions. *Journal of civil engineering*. Vol. 14(6). Pages (809-830).
- [20] Alotta, G. and Di Paola, M. and Pirrotta, M. (2014). Fractional Tajimi–Kanai model for simulating earthquake ground motion. *Journal of Bull Earthquake*. Vol. (12). Pages (2495–2506).
- [21] AISC. (American Institute of Steel Construction). (1989). Manual of Steel Construction – Allowable Stress Design (ASD). AISC, Chicago, IL, USA. Version10-7.
- [22] Shirkhani, A. and Farahmand Azar, B. and Charkhtab Basim, M. (2019). Optimum slip load of T-shaped friction dampers in steel frames by endurance time method. *Structures and Buildings*. Vol. 173. Pages (746–760).
- [23] Abbaszadeh, Z. (2021). Assessment of seismic behavior of essentrically braced framef with shear panels using friction damper . MSc Dissertation (in Persian), *Civil Engineering Department*, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran.