

Seismic Performance of Pin-Fuse Frame System using Frictional Fuses*

Research Article

Mohsen Gerami¹, Vahid Eskandarian²

DOI: 10.22067/jfeci.2022.73405.1074

1. Introduction

Pin fuse is a new type of structural fuse that is installed at the plastic hinge of steel structure. The fuse acts through rotational sliding of steel surfaces on each other during an earthquake. The presence of frictional force between the fuse plates reduces seismic energy. Pin fuse frame (Figure 1) is a braced frame that beam-column connection of the pin fuse type and its diagonal brace has a friction fuse which prevents buckling of the brace.

The friction fuse of the frame connection is activated with the friction slip when its the time reaches 80% of the plastic capacity of the beam. The friction fuse of the brace is also designed and adjusted in such a way that when the axial force of the brace reaches 85% of its buckling capacity, is activated and its buckling is prevented by the frictional slip of the fuse. This frame has the ability to absorb high energy through these fuses and can be used in areas with high seismic activities.

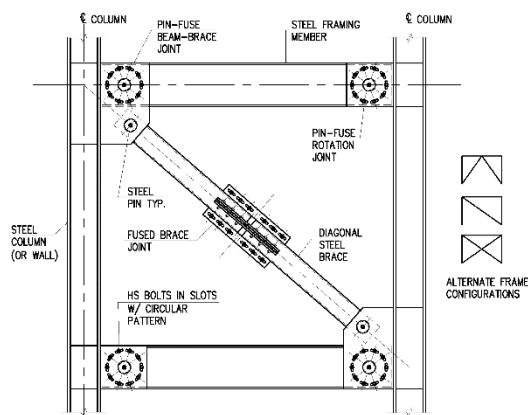


Figure 1. Pin-fuse frame

2. Verification

In this study, the laboratory study of pin fuse frame was verified, based on which the correct modeling of the frames considered for this study in the opensees software, was performed. The basis of the verification is laboratory study performed on the pin fuse frame by Sarkisian et al. The dimensions and sections of the numerical model used

for Verification are the same dimensions and sections of the laboratory study conducted by Mark Sarkisan Et al in 2011. To model the friction connection of beams at the plastic hinge formation, the dimensions of the fuse profile were selected so that its plastic moment is 80% of the plastic moment of the frame beam. For modeling the brace fuse, the dimensions of the fuse profile were selected so that when the force in the brace reaches 85% of its buckling capacity, brace fuse will yield.

Opensees software was used for. Nonlinear element and steel 02 materials were used to model the frame fuses at opensees. The cyclic loading of the frame is similar to the laboratory study. Finally, after the frame analysis, the Moment vs. Rotation diagram of the friction fuse of frame (Figure 2) was drawn and compared with the results of the laboratory study for verification.

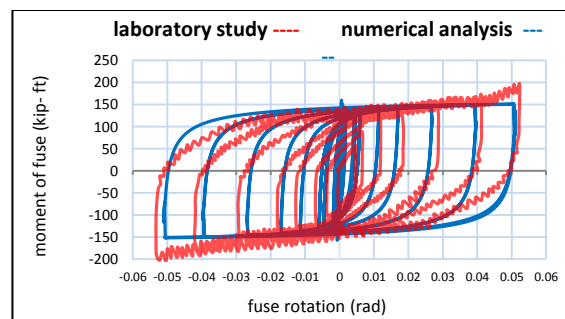


Figure 2. Comparison of Moment vs. Rotation diagrams of fuse, based on laboratory study and numerical analysis

3. Nonlinear time history analysis

After verifying the laboratory study, the frames considered in the study were designed based on the 2800 standard (4th ed. 2017) and the Iranian National Building Code, Part 10 (2013). The frames used in thi study are three bending frames of six, nine and twelve floors with five bays (Figure 3). In two bays of frame there is a diagonal brace. In the first three frames of the study, the beam-column connection of the frame is of pin fuse joint

*Manuscript received: 02 November 2021; Revised, 26 February 2022, Accepted, 11 July 2022.

¹ Corresponding author. Professor Of Department of Earthquake Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Iran. Email: mgerami@semnan.ac.ir

² Master Of Earthquake Engineer, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Iran.

and its diagonal brace has a sliding friction fuse. The second three frames of the study are special moment frames with special diagonal braces. Since the two frames used have a different structure in the fuse section relative to each other, each frame was modeled separately in the opensees software. To model the pin fuse frame, the same method of verification was used and the fuse was modeled with nonlinear element and type steel 02 material. Beilin material defined in the opensees software was used to model the RBS connection of the special bracing frame. The zero length elements were used to model the RBS connection. The brace was defined in two parts and the midpoint of the brace was given a slight deviation so that the buckling phenomenon of the brace occurs during earthquake loading.

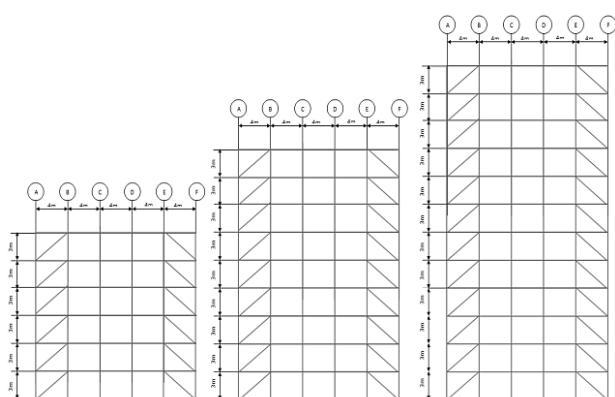


Figure 3. Elevation of the frames used for this study

To analyze the nonlinear time history, 7 near-field scaled seismic accelerogram were used. Earthquake accelerograms used in this study were obtained from the Iranian Earthquake Accelerometer Network. The earthquake accelerograms used in the study are related to the earthquakes of Tabas, Manjil, Bam, Zanjeeran, Bala Deh, Ahar, and Sarpol-e Zahab.

To analyze the nonlinear time history, each frame was subjected to seven scaled earthquake records. After analyzing the frames in opensees and transferring the results to Excel, the following outputs were used to compare the seismic performance of the two frames.

- a. Residual Inter-story Drift Ratios;
- b. Maximum rotation of the frame fuses in the floors;
- c. Yielding of the brace and slip of the brace fuse in frames.

One of the most important variables in nonlinear analysis of structures is the residual inter-story drift ratios. This variable indicates the degree of structural failure and stability of the building after the earthquake. According to Table T-4 of code 361, for the level of life safety performance, the allowable residual inter-story drift ratio of the braced moment frame is set at 0.5%. Also, for the level of the collapse prevention, the maximum value of the residual inter-story drift ratios, 2%

have been considered. Therefore, in comparing the interclass drift ratios of frames of this study, the criteria stated in code 361 have been considered.

Earthquake energy loss in the structure is directly related to the activation of structural fuses. Therefore, in this study, the maximum rotations of moment fuses of the two frame groups (Figure 4 and 5) in one opening were compared to each other. Based on to the provisions of Section 10 of the National Building Regulations, it is proposed to provide a minimum rotational capacity of 0.04 radians for special moment frames, the value of which should be 0.03 radians in the supra-elastic zone. Accordingly, the minimum activation angle of the fuses in the two groups of frames was equal to 0.01 radians.

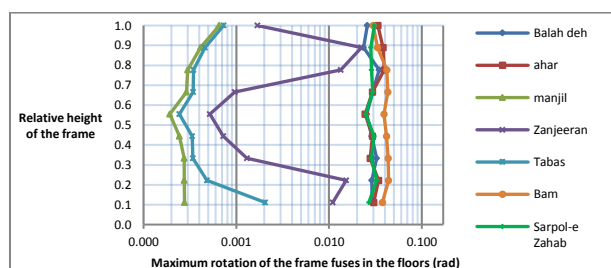


Figure 4. Diagram of maximum moment fuse rotation of nine-story pin fuse frame

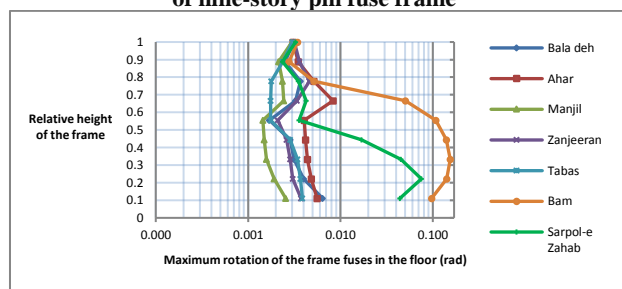


Figure 5. Diagram of maximum moment fuse rotation of nine-story special braced frame

Based on the provisions of Section 10 of the National Building Regulations, in an especially convergent braced bending frame, the brace shall be in plastic behavior under the effect of the lateral force of the earthquake. In the pin fuse frame, this is achieved by sliding the friction brace fuse (without damaging the brace) and in the special braced frame, by buckling and yielding of the brace. Therefore, in this study, the mentioned bracing behaviors of the two frame groups were compared.

4. Conclusion

According to the comparison, the superiority of the pin fuse frame against The special braced frame is as follows.

- activation of beam and brace fuses and the loss of seismic energy through these fuses.
- providing a life safety level of 80% after the earthquake and low probability of collapse of the structure based on the level of collapse threshold performance.

On the contrary, the increased cost of structure, (high cost of making friction fuses) is one of the disadvantages of the braced pin fuse frame.



ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب پین فیوز با بهره‌گیری از فیوزهای اصطکاکی*

مقاله پژوهشی

DOI: 10.22067/jfeci.2022.73405.1074

وحید اسکندریان^۲محسن گرامی^۱

چکیده پین فیوز نوع جدیدی از فیوز سازه‌ای است که در محل تشکیل مفصل پلاستیک سازه فولادی، نصب می‌شود. فیوز مزبور در هنگام وقوع زلزله، از طریق لغزش دورانی سطوح فولادی نسبت به یکدیگر عمل نموده، وجود نیروی اصطکاک بین صفحات فیوز، موجب اتلاف انرژی زلزله می‌شود. قاب مهاربندی شده پین فیوز، یک قاب خمشی مهاربندی شده ویژه بوده که اتصال خمشی آن از نوع پین فیوز بوده و مهاربند قطری آن دارای فیوز اصطکاکی است که مانع کماتش مهاربند می‌شود. در این تحقیق، ابتدا در قیاس با مطالعه آزمایشگاهی قاب مهاربندی شده پین فیوز، صحت سنجی انجام شد. در ادامه بر مبنای صحت سنجی صورت گرفته، ۳ قاب فولادی مهاربندی شده پین فیوز (قاب ۶، ۹ و ۱۲ طبقه) طراحی شدند. همچنین قاب‌های مشابهی از نوع قاب خمشی ویژه با اتصال RBS و مهاربند همگرای ویژه طراحی شدند تا عملکرد لرزه‌ای دو گروه قاب با همدیگر مقایسه شود. در نهایت، ۴۲ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی دو گروه قاب با استفاده از هفت شتاب‌نگاشت مقیاس شده (حوزه نزدیک به صورت دویبعدی) با نرم‌افزار اپنسیس صورت گرفت و نتایج تحلیل غیرخطی دو گروه قاب مورد مقایسه قرار گرفت. نتایج تحلیل صورت گرفته نشان داد که قاب مهاربندی شده پین فیوز، عملکرد بسیار بهتری در مقابل قاب مهاربندی شده ویژه، از لحاظ اتلاف انرژی زلزله به واسطه فعال شدن فیوزهای اصطکاکی (فعال شدن ۶۰ درصدی فیوزهای تیر و ۸۵ درصدی فیوزهای مهاربند) دارد. مزیت دیگر قاب مهاربندی شده پین فیوز، تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی ۸۰ درصدی و کاهش قابل توجه هزینه تعمیرات بعد از وقوع زلزله است.

واژه‌های کلیدی فیوز اصطکاکی، سیستم پین فیوز، قاب پین فیوز.

Evaluation of the Seismic Performance of Braced Pin Fuse Frame Using Friction

Mohsen Gerami

Vahid Eskandarian

Abstract Pin Fuse is a new type of structural fuse that is installed at the place of plastic hinge of steel structure. The fuse acts through rotational sliding of steel surfaces on each other during an earthquake. The presence of frictional force between the fuse plates causes the loss of seismic energy. Pin fuse frame is a special braced moment frame that its moment connection is of pin fuse and its diagonal brace has a friction fuse which prevents buckling of the brace. In this study, first in comparison with full scale test of pin fuse frame was validated. Afterward, based on the verification, three braced steel frame of the pin fuse at six, nine and twelve story were designed. Also, similar frames of special moment with RBS connection and special diagonal brace was designed to compare the seismic performance of the two groups frames. Finally, 42 nonlinear time history analysis of the two frame was performed with opensees software in two dimensions using seven scaled Earthquake acceleration (Near fault) and the results of nonlinear analysis of the two frames were compared. The results of the analysis showed that the pin fuse frame has a much better performance than the special braced frame in terms of seismic energy loss due to the activation of friction fuses (activation of 60% of beam fuses and 85% of brace fuses). Another advantage of the braced pin fuse frame is the supplying of 80% of life safety performance level and significantly reducing the repair cost after an earthquake.

Key Words Friction Fuse , Pin Fuse System , Braced Pin Fuse Frame

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۰/۸/۱۱ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۱/۴/۲۰ می‌باشد.

Email: mgerami@semnan.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول، استاد گروه آموزشی عمران - زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

(۲) دانش آموخته کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مقدمه

یکی از روش‌های کاهش خسارات ناشی از زلزله در سازه‌ها، متمرکز ساختن خرابی‌ها در اعضایی از پیش تعیین شده است [1]. این اعضاء به صورت فیوز (Fuse) در سازه‌ها به منظور استهلاک انرژی از طریق تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی طراحی می‌شوند [2]. سایر اعضای سازه، برای اینکه در زمان وقوع زلزله در شرایط ارتجاعی باقی بمانند، با استفاده از ضرایبی مثل Ω در آیین‌نامه ۰۵-۳۴۱ AISC (۲۰۰۵) [3] و در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم-۱۳۹۸) [4]، با نیروی تشدید یافته زلزله طراحی می‌شوند [2].

مهاربند کمانش تاب، میراگرهای تسلیمی، تیر پیوند قاب دارای مهاربند واگرا، اتصال خمشی RBS (Reduced beam section)، نمونه‌هایی از فیوزهای سازه‌ای هستند. اگرچه فیوز سازه‌ای منجر به متمرکز شدن خسارت در محل فیوز و کاهش آسیب وارده به سازه می‌شوند؛ اما یکی از عیوب فیوزها، همین تمرکز خسارت در محل فیوز است که باعث می‌شود در زمان بازسازی، کل فیوز تعویض شود که این کار تقریباً غیرممکن و دشوار است [5]. برای حل مشکل بیان شده، برخی از انواع فیوزهای سازه‌ای به گونه‌ای طراحی شدند که قادر به اتلاف انرژی زلزله بدون ایجاد خسارت هستند. میراگرهای اصطکاکی نمونه بارز این نوع از فیوزها می‌باشند. سیستم میراگر اصطکاکی پال که در سال ۱۹۸۲ که توسط پال (Pall) و همکارانش ارائه گردید، اولین نمونه از میراگرهای اصطکاکی می‌باشد که در محل تقاطع مهاربندهای ضربدری قرار می‌گیرد [6] که باعث بهبود ضریب رفتار سازه می‌گردد [7]. هم‌چنین پوپوف (Popov) و همکاران در سال ۱۹۹۳ اتصال اصطکاکی SBC (Slotted bolted connection) را معرفی کردند که یک میراگر اصطکاکی قابل استفاده در طول مهاربند می‌باشد [8]. اتصال اصطکاکی FDD (Friction damper device) که توسط ماولا (Mualla) و همکاران در سال ۲۰۰۲ معرفی شد، یک میراگر اصطکاکی دورانی می‌باشد که در مهاربندهای شورون (Chevron) کاربرد دارد [9]. استفاده از میراگر اصطکاکی موجب کاهش انتقال انرژی زلزله به سازه می‌شود [10]، لذا می‌توان از میراگرهای اصطکاکی در مقاوم‌سازی سازه‌های موجود و یا افزایش سطح عملکرد آنها استفاده کرد [11].

مارک سرکیسیان (Mark sarkisian) اتصال بین فیوز را

در سال ۲۰۰۲ پیشنهاد کرد که در واقع یک نوع فیوز (میراگر) اصطکاکی است [12]. اتصال بین فیوز، یک اتصال نیمه صلب تیر-ستون است که در قابهای فولادی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در اتصال بین فیوز شکل (۱) اتلاف انرژی زلزله از طریق یک مفصل لغزشی-اصطکاکی رخ می‌دهد [13]. در واقع لغزش به‌عنوان فیوز سختی عمل می‌کند و باعث آزاد شدن سختی می‌شود. چنین لغزشی می‌تواند در کنترل پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فولادی و کاهش خسارت بسیار مؤثر باشد [14]. مزیت اتصال بین فیوز نسبت به سایر فیوزهای سازه‌ای مانند اتصال RBS، شکل‌پذیری بالای اتصال و کاهش هزینه‌های تعمیرات به دلیل قرار داشتن اتصال بین فیوز در ناحیه خطی در هنگام وقوع زلزله است [14]. همچنین از اتصال بین فیوز می‌توان در سازه‌های چوبی برای تحمل نیروی زلزله استفاده نمود [16]. در این تحقیق عملکرد لرزه‌ای قاب بین فیوز با سیستم‌های مقاوم رایج (قاب خمشی مهاربندی شده ویژه) مقایسه شده است که کمتر به این موضوع پرداخته شده است.

قاب بین فیوز

قاب بین فیوز یک قاب فولادی است که با مهاربند همگرا در دهانه شکل (۲) ترکیب شده است. اتصال تیر-ستون در قاب مزبور از نوع اتصال بین فیوز است که در قسمت قبل توضیح داده شد. مهاربند قاب به دو بخش تقسیم شده است که توسط یک فیوز اصطکاکی لغزشی به هم وصل شده است و اجازه می‌دهد هر بخش در طول یک رویداد لرزه‌ای بزرگ به سمت یا دور از یکدیگر حرکت کند قاب بین فیوز یک سیستم فیوز اصطکاکی انحصاری است که سختی و کارایی قاب‌های مهاربندی شده را با رفتار شکل‌پذیر قاب‌های خمشی ترکیب می‌کند [12].

مطالعه آزمایشگاهی قاب بین فیوز در دانشگاه کالیفرنیا، سن‌دی‌ه‌گو (University of California, San Diego)، توسط سرکیسیان و همکاران انجام شد [12]. نمونه آزمایش با عرض ۲۰ فوت و ارتفاع ۱۲ فوت با ستون با مقطع 14×132 W، تیرها با مقطع 16×57 W و مهاربند با مقطع $6 \times 6 \times 375$ HSS ساخته شد [12]. پیکربندی نمونه بر اساس اندازه واقعی قاب برای یک سازه بنا شده بود. برای تأمین نیروی پیش‌تیدگی مورد نیاز فیوزها، از پیچ‌های با مقاومت بالا و واشرهای DTI

کمانشی آن، جاری شود [12]. با توجه به موارد بیان شده، مقطع فیوز تیر $W16 \times 45$ و مقطع فیوز مهاربند $HSS \ 4 \times 4 \times 0.188$ به دست آمد.

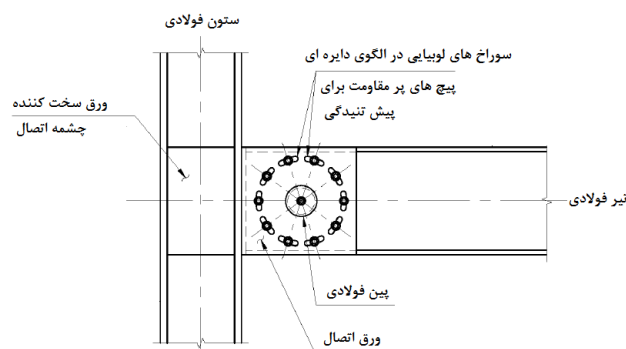
برای صحت‌سنجی و تحلیل تاریخچه زمانی در این تحقیق از نرم‌افزار اپنسیس [17] (Opensees) استفاده شد. برای مدل کردن فیوزهای قاب از المان غیرخطی و ماده فولاد نوع ۰۲ اپنسیس استفاده شد. بقیه اعضای قاب به صورت خطی و الاستیک (Elastic) مدل شدند. برای اینکه رفتار فیوزهای قاب شبیه رفتار فیوز اصطکاکی شود، نسبت سخت‌شوندگی کرنشی فیوز اصطکاکی اتصال تیر-ستون، بسیار کم و برابر 10^{-6} در نظر گرفته شد. هم‌چنین برای مدل کردن فیوز اصطکاکی لغزشی مهاربند، نسبت سخت‌شوندگی کرنشی فیوز مهاربند برابر 10^{-6} در نظر گرفته شد. نحوه بارگذاری چرخه‌ای قاب مشابه مطالعه آزمایشگاهی می‌باشد. در نهایت پس از تحلیل قاب، منحنی لنگر - دوران فیوز اصطکاکی تیر قاب (شکل ۴) ترسیم شد و به منظور صحت‌سنجی با نتایج مطالعه آزمایشگاهی [12] مقایسه شد.

در شکل (۴) منحنی آبی‌رنگ مربوط به تحلیل عددی و منحنی قرمز رنگ مربوط به مطالعه آزمایشگاهی [12] است. در جدول (۱) مقادیر سختی دورانی فیوز اصطکاکی تیر در تحلیل عددی و مطالعه آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفت که نشان‌دهنده کاهش $6/9$ درصدی سختی دورانی نهایی فیوز خمشی قاب در تحلیل عددی نسبت به مطالعه آزمایشگاهی است. ضمناً رفتار دندانه‌ای شکل مطالعه آزمایشگاهی به دلیل رفتار سطوح اصطکاکی (لغزش لحظه‌ای) فیوز در حین مطالعه آزمایشگاهی می‌باشد [12] که این رفتار به دلیل پیچیدگی، قابل مدل کردن در اپنسیس نیست.

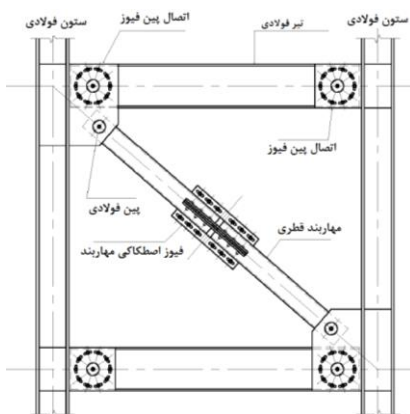
(Direct tension indicator) استفاده شد [12]. شکل (۳) پلان جانمایی نمونه و تجهیزات آزمون را نشان می‌دهد. پروتکل بارگذاری بر اساس ضمیمه S آیین‌نامه ۰۵-۳۴۱ AISC انتخاب شد [12]. در حین آزمایش ابتدا فیوز مهاربند دچار لغزش شد و متعاقب آن لغزش چرخشی اتصالات خمشی بین فیوز قاب صورت گرفت. هیچ تسلیم یا تغییر شکل قابل توجهی تا دررفت (drift) ۵٪ مشاهده نشد [12]. در دررفت ۶٪، مهاربند دچار کمانش درون صفحه‌ای تحت بار فشاری شد. کمانش در طول وسیعی از مهاربند فراتر از محل فیوز مهاربند رخ داد. افزایش مقاومت قابل توجهی در دررفت ۶٪ به دلیل قفل شدن فیوز مهاربند مشاهده شد. قاب بین فیوز، ثابت کرد که قادر به تحمل تغییر مکان‌های بسیار زیاد بدون از دست دادن مقاومت است؛ بنابراین به همراه مقاومت در برابر بار جانبی، قابلیت انعطاف‌پذیری بیشتری را فراهم می‌کند [12].

صحت‌سنجی

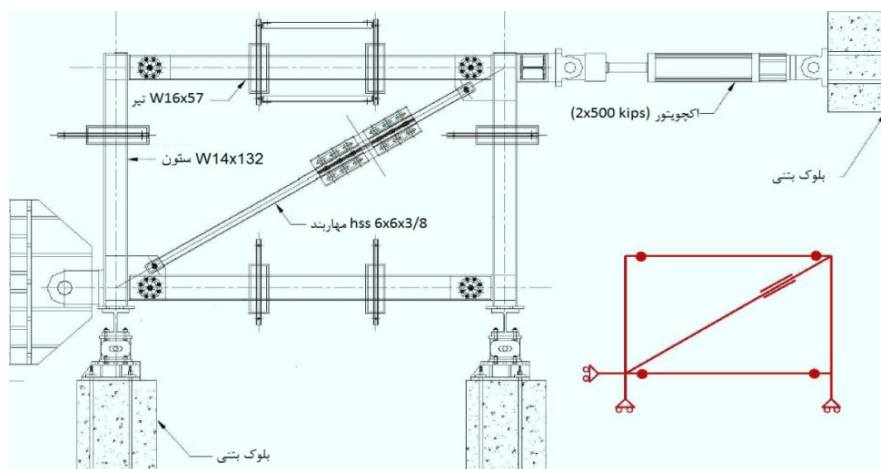
در این تحقیق ابتدا صحت‌سنجی مطالعه آزمایشگاهی قاب بین فیوز صورت پذیرفت تا بر مبنای آن مدل‌سازی صحیح قاب‌های مدنظر در برنامه اپنسیس انجام شود. مبنای صحت‌سنجی، مطالعه آزمایشگاهی صورت گرفته بر روی قاب بین فیوز توسط سرکیسیان و همکارانش [12] می‌باشد. ابعاد و مقاطع مدل عددی، همان ابعاد و مقاطع مطالعه آزمایشگاهی انتخاب شد. برای مدل نمودن فیوزهای اصطکاکی تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک، ابعاد پروفیل فیوز به گونه‌ای انتخاب شد که لنگر پلاستیک آن، ۸۰ درصد لنگر پلاستیک تیر قاب باشد [12]. برای مدل‌سازی فیوز مهاربند نیز، ابعاد پروفیل فیوز به گونه‌ای انتخاب شد که با رسیدن نیرو در مهاربند به ۸۵ درصد ظرفیت



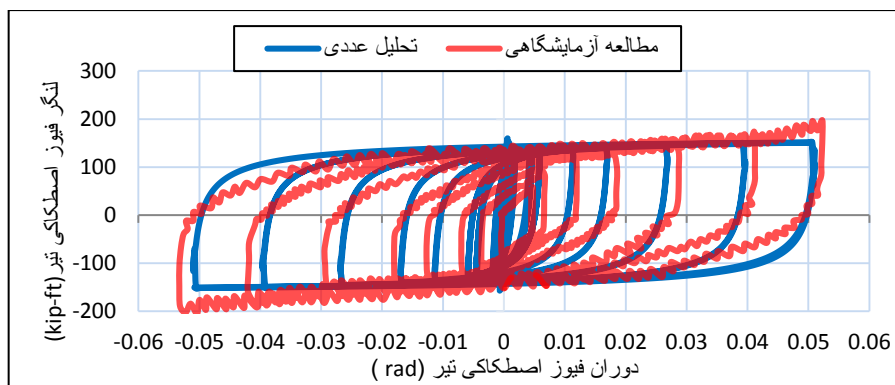
شکل ۱ اتصال بین فیوز [12]



شکل ۲ قاب بین فیوز [12]



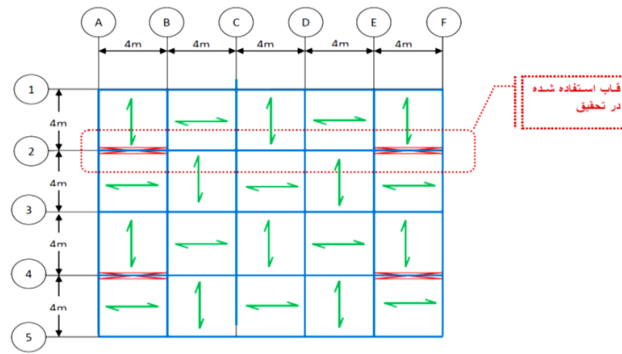
شکل ۳ پلان جانمایی نمونه و تجهیزات آزمون [12]



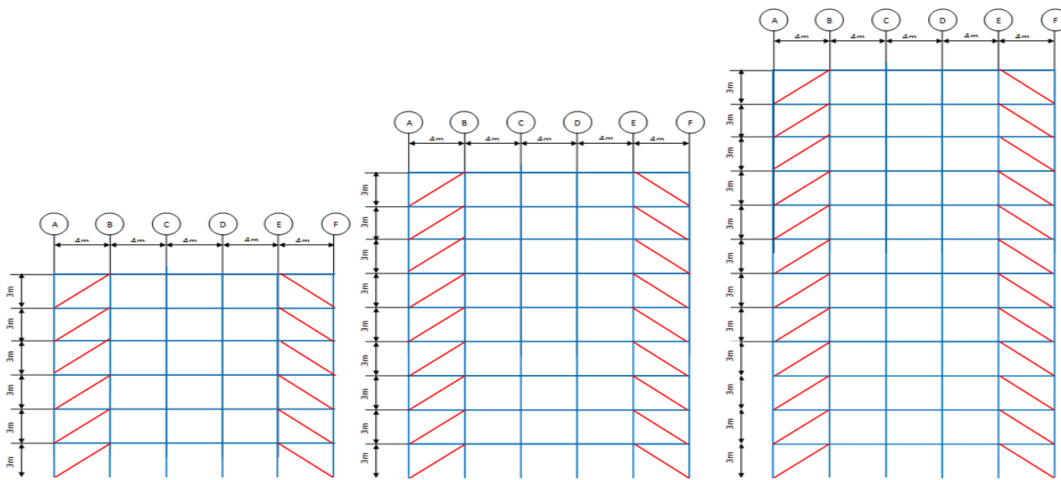
شکل ۴ مقایسه نمودارهای لنگر-دوران فیوز اصطکاکی تیر، بر اساس مطالعه آزمایشگاهی [12] و تحلیل عددی

جدول ۱ مقایسه سختی دورانی فیوز اصطکاکی تیر

لنگر فیوز چرخش فیوز $k = \frac{\text{لنگر فیوز}}{\text{چرخش فیوز}}$ بر حسب (kip-ft/rad)	لنگر نهایی فیوز (kip-ft)	چرخش نهایی فیوز (rad)	
۳۰۷۰/۷۰	۱۵۲	۰/۰۴۹۵	تحلیل عددی
۳۳۰۱/۸۶	۱۷۵	۰/۰۵۳	مطالعه آزمایشگاهی [12]
۶/۹	کاهش سختی تحلیل عددی نسبت به مطالعه آزمایشگاهی (درصد)		



شکل ۵ موقعیت قاب خمشی مورد استفاده برای تحقیق در پلان



شکل ۶ هندسه قاب های خمشی مورد استفاده برای تحقیق

از نوع فیوز اصطکاکی دورانی پین فیوز است و مهاربند همگرای آن دارای فیوز اصطکاکی لغزشی می باشد. در سه قاب خمشی دوم تحقیق نیز، از نوع قاب خمشی ویژه با مهاربند همگرای ویژه است. شش قابی که در تحقیق مورد تحلیل قرار می گیرند، بر طبق بند ۱-۸-۴ استاندارد ۲۸۰۰ از نوع سیستم دوگانه یا ترکیبی است و بر همین مبنا، قاب خمشی بدون مهاربند باید قادر به تحمل ۲۵ درصد نیروی زلزله و مهاربند قاب نیز قادر به تحمل ۵۰ درصد نیروی زلزله به طور مستقل باشد [4]. هم چنین برای طراحی ستون ها در هنگام اعمال بار جانبی زلزله به قاب بر اساس بند ۱۰-۳-۲-۴ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [18]، از بار زلزله تشدید یافته ($\Omega \times E$) استفاده می شود. بعد از انجام محاسبات، مقاطع تیرها و ستون ها و مهاربندهای قاب به دست می آید که در جدول (۲) و جدول (۳) آمده است.

طراحی قاب های تحقیق

بعد از صحت سنجی مطالعه آزمایشگاهی، قاب های مدنظر در تحقیق که در پلان زیر (شکل ۵) مشخص شده است، بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم ۱۳۹۸) [4] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲) [18]، طراحی شد. سازه مزبور در ۹ طبقه بر روی زمین نوع II ساخته شده است. سازه بر طبق فرض های تحقیق، در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع است. در راستای افقی پلان، تنها قاب های شماره ۲ (قاب استفاده شده در تحقیق) و ۴ از نوع قاب خمشی با مهاربند بوده و قاب های شماره ۱ و ۳ و ۵ از نوع قاب ساده با اتصالات مفصلی هستند. قاب های مورد استفاده در تحقیق، سه قاب خمشی شش، نه و دوازده طبقه پنج دهانه است و در دو دهانه آن، مهاربند همگرا وجود دارد که هندسه آن در شکل (۶) نشان داده شده است. در سه قاب خمشی اول تحقیق، اتصال خمشی قاب

مدل‌سازی

باتوجه به اینکه دو قاب مورد استفاده، ساختار متفاوتی در بخش فیوزها نسبت به یکدیگر دارند. به‌طور جداگانه هرکدام از قاب‌ها، در برنامه اپنسیس مدل شدند. برای مدل کردن قاب بین فیوز مشابه صحت‌سنجی عمل شد و فیوز با المان غیرخطی و ماده فولاد نوع ۰۲ مدل شد. نسبت سخت‌شوندگی کرنشی فیوزها برای کنترل جابه‌جایی قاب و تفاوت بارگذاری صحت‌سنجی با بارگذاری قاب‌های تحقیق، بیشتر از مدل صحت‌سنجی (10×5) در نظر گرفته شد.

برای مدل کردن اتصال RBS قاب مهاربندی ویژه از ماده بیلین تعریف شده در اپنسیس استفاده شد [17]. از المان با طول صفر در اتصال RBS استفاده شد. مهاربند به‌صورت دویخشی تعریف شد و نقطه میانی مهاربند انحراف جزئی داده شد تا پدیده کماتش مهاربند در هنگام بارگذاری زلزله رخ دهد.

برای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی از هفت شتاب‌نگاشت مقیاس شده حوزه نزدیک استفاده شد. شتاب‌نگاشت‌هایی که در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته‌است، از شبکه شتاب‌نگاری زلزله ایران [19] دریافت شده‌است. مشخصات زلزله‌های انتخاب شده در جدول (۴) نشان داده شده‌است. برای ترسیم طیف طرح مورد استفاده در مقیاس کردن شتاب‌نگاشت از بند ۴-۲ پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰ [4] استفاده شد.

جدول ۲ مقاطع تیرها و ستون‌های قاب

طبقه	قاب ۶ طبقه		قاب ۹ طبقه		قاب ۱۲ طبقه	
	ستون	تیر	ستون	تیر	ستون	تیر
۱	IPB۲۲۰	IPE۲۷۰	IPB۲۲۰	IPE۲۷۰	IPB۲۸۰	IPE۳۰۰
۲	IPB۲۲۰	IPE۲۷۰	IPB۲۲۰	IPE۲۷۰	IPB۲۸۰	IPE۳۰۰
۳	IPB۲۲۰	IPE۲۷۰	IPB۲۲۰	IPE۲۷۰	IPB۲۸۰	IPE۳۰۰
۴	IPB۲۰۰	IPE۲۴۰	IPB۲۲۰	IPE۲۷۰	IPB۲۸۰	IPE۳۰۰
۵	IPB۱۸۰	IPE۲۲۰	IPB۲۰۰	IPE۲۷۰	IPB۲۶۰	IPE۳۰۰
۶	IPB۱۶۰	IPE۱۸۰	IPB۲۰۰	IPE۲۴۰	IPB۲۶۰	IPE۳۰۰
۷			IPB۱۸۰	IPE۲۴۰	IPB۲۴۰	IPE۲۷۰
۸			IPB۱۶۰	IPE۲۲۰	IPB۲۴۰	IPE۲۷۰
۹			IPB۱۴۰	IPE۲۲۰	IPB۲۲۰	IPE۲۴۰
۱۰					IPB۲۰۰	IPE۲۴۰
۱۱	IPB۱۸۰	IPE۲۲۰				
۱۲	IPB۱۶۰	IPE۱۸۰				

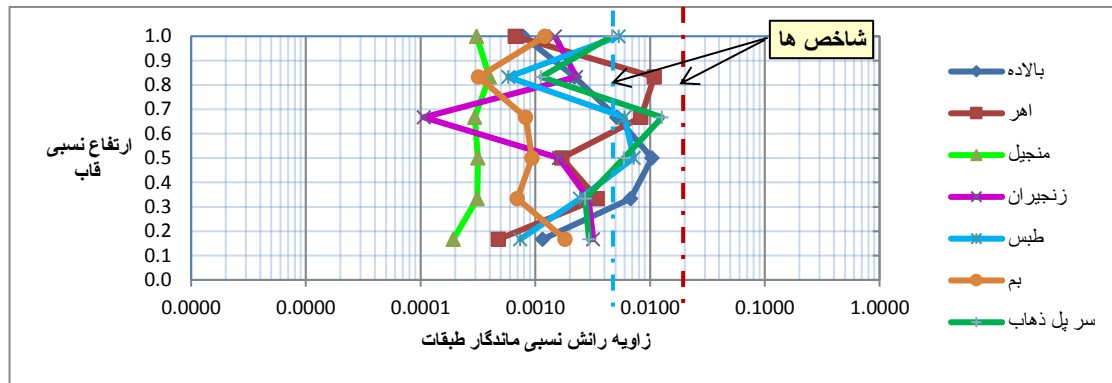
برای اینکه مقایسه تحلیل غیرخطی دو گروه قاب منطقی باشد. مقاطع تیرها و ستون‌های هر دو گروه قاب یکسان و بر اساس مقاطع به‌دست‌آمده در جدول (۲) است. در مورد قاب بین فیوز، مقاطع فیوز مهاربند قاب، به‌دلیل سختی دورانی پایین‌تر فیوز خمشی بین فیوز نسبت به اتصال خمشی قاب ویژه، قوی‌تر انتخاب شدند جدول (۳) و مقاطع مهاربند نیز، به‌منظور پیشگیری از کماتش آن، خیلی قوی‌تر جدول (۳) انتخاب شدند.

جدول ۳ مقاطع مهاربندها در قاب‌های تحقیق

طبقه	قاب ۶ طبقه			قاب ۹ طبقه			قاب ۱۲ طبقه		
	ویژه	بین فیوز		ویژه	بین فیوز		ویژه	بین فیوز	
		فیوز مهاربند	مهاربند		فیوز	مهاربند		فیوز مهاربند	مهاربند
۱	۸۰ × □	۱۰۰ × ۵ □	۲۵۰ × □	۹۰ × □	۱۲۰ × □	۲۵۰ × □	۱۲۰ □	۱۲۰ × ۵ □	۲۵۰ × ۱۶ □
۲	۸۰ × □	۱۰۰ × ۵ □	۲۵۰ × □	۹۰ × □	۱۲۰ × □	۲۵۰ × □	۱۲۰ □	۱۲۰ × ۵ □	۲۵۰ × ۱۶ □
۳	۸۰ × □	۱۰۰ × ۵ □	۲۵۰ × □	۹۰ × □	۱۲۰ × □	۲۵۰ × □	۱۲۰ □	۱۲۰ × ۵ □	۲۵۰ × ۱۶ □
۴	۷۰ × □	۹۰ × ۴ □	۲۵۰ × □	۸۰ × □	۱۰۰ × □	۲۵۰ × □	۱۰۰ □	۱۰۰ × ۵ □	۲۵۰ × ۱۶ □
۵	۷۰ × □	۹۰ × ۴ □	۲۵۰ × □	۸۰ × □	۱۰۰ × □	۲۵۰ × □	۱۰۰ □	۱۰۰ × ۵ □	۲۵۰ × ۱۰ □
۶	۷۰ × □	۹۰ × ۴ □	۲۵۰ × □	۸۰ × □	۱۰۰ × □	۲۵۰ × □	۱۰۰ □	۱۰۰ × ۵ □	۲۵۰ × ۱۰ □
۷	مقطع مهاربندها از قوطی گرم تولید شده بدون درز است			۷۰ × □	۹۰ × □	۲۵۰ × ۸ □	۸۰ × □	۸۰ × ۵ □	۲۵۰ × ۱۰ □
۸				۷۰ × □	۹۰ × □	۲۵۰ × ۸ □	۸۰ × □	۸۰ × ۵ □	۲۵۰ × ۱۰ □
۹				۷۰ × □	۹۰ × □	۲۵۰ × ۸ □	۸۰ × □	۸۰ × ۵ □	۲۵۰ × ۸ □
۱۰							۷۰ × □	۷۰ × ۴ □	۲۵۰ × ۸ □
۱۱				۷۰ × □	۷۰ × ۴ □	۲۵۰ × ۸ □			
۱۲				۷۰ × □	۷۰ × ۴ □	۲۵۰ × ۸ □			

جدول ۴ مشخصات زلزله انتخاب شده برای تحلیل تاریخیچه زمانی [19]

زلزله	مدت زمان وقوع زلزله (ثانیه)	بزرگی زلزله (ریشتر)	PGA(g)	گام زمانی (ثانیه)
بالا ده	۸۵	۶/۱	۰/۳۴۱۳	۰/۰۱۹
اهر	۸۲/۶۴	۶/۲	۰/۲۳۹۵	۰/۰۱۹
منجیل	۵۳	۷/۷	۰/۶۳۵۳	۰/۰۰۵
زنجران	۶۴	۵/۹	۱/۰۰۶۲	۰/۰۱۹
طیس	۴۸/۷۳	۷/۴	۰/۸۴۶۱	۰/۰۰۵
بم	۶۶/۵۵	۶/۵	۰/۷۹۹۱	۰/۰۲
سرپل ذهاب	۷۹/۹۵	۷/۳	۰/۶۹۷۷	۰/۰۲



شکل ۷ نمودار زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات قاب بین فیوز شش طبقه

میزان زاویه رانش نسبی ماندگار مجاز قاب خمشی فولادی مهاربندی شده، برابر با ۰/۵ درصد تعیین شده است. همچنین برای سطح عملکرد آستانه فروریزش، حداکثر مقدار زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات، ۲ درصد تعیین شده است. لذا در تفسیر نتایج این بند، ضوابط بیان شده از نشریه ۳۶۱ مورد توجه قرار گرفته است. در شکل (۷)، شکل (۸) و شکل (۹) به ترتیب نمودار زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات برای قاب بین فیوز شش، نه و دوازده طبقه و در شکل (۱۰)، شکل (۱۱) و شکل (۱۲) به ترتیب، نمودار حداکثر زاویه دریافت طبقات برای قاب مهاربندی شده ویژه شش، نه و دوازده طبقه نشان داده شده است. در شکل (۷) تا شکل (۱۲)، شاخص به رنگ آبی (روشن)، زاویه رانش نسبی ماندگار مجاز برای سطح عملکرد ایمنی جانی و شاخص به رنگ قرمز (تیره)، حداکثر زاویه رانش نسبی ماندگار را، برای سطح عملکرد آستانه فروریزش نشان می دهد.

جدول (۵) مقایسه دو قاب را از لحاظ زاویه رانش نسبی

ماندگار طبقات، نشان می دهد.

تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی

برای انجام تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی، هرکدام از قاب‌ها تحت اثر هفت رکورد زلزله مقیاس شده قرار گرفت. مدت زمان تحلیل و اثر رکوردهای زلزله، ۱۵۰ ثانیه (برای اطمینان از ایجاد تغییرات ماندگار پس از وقوع زلزله) در نظر گرفته شد. باتوجه به اینکه تحلیل صورت گرفته غیرخطی است، پس از اخذ نتایج از نرم افزار و انتقال آن به برنامه اکسل، خروجی‌های زیر برای مقایسه عملکرد لرزه‌ای دو قاب مورد استفاده قرار گرفت.

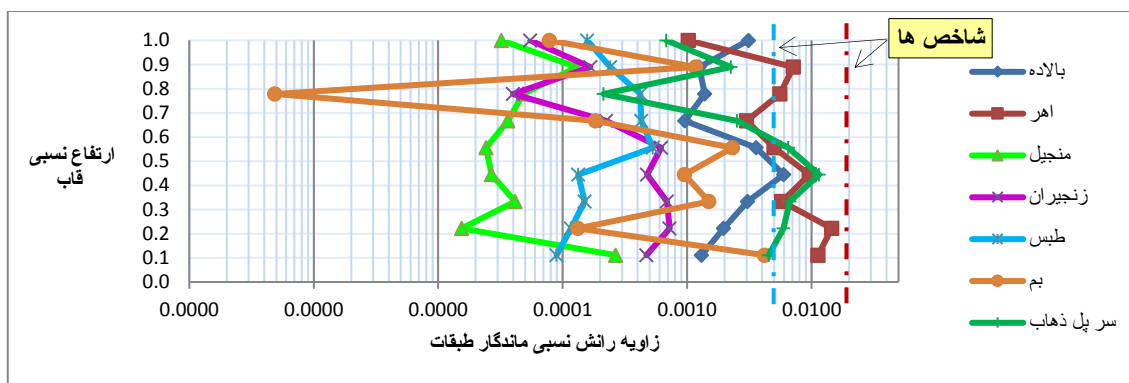
- زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات

- حداکثر دوران فیوزهای قاب در طبقات (فیوز دهانه E-F قاب)

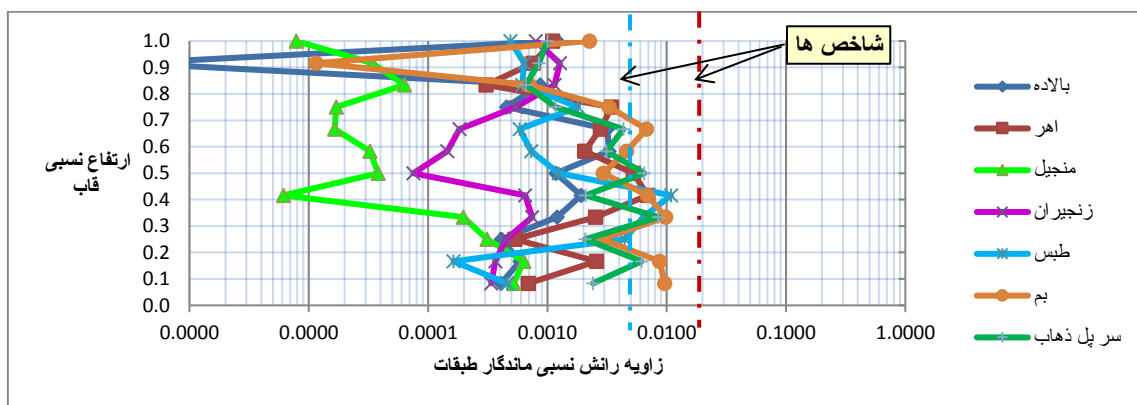
- کرنش مهاربند و لغزش فیوز مهاربند در دو قاب (مهاربند دهانه A-B قاب)

مقایسه زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات

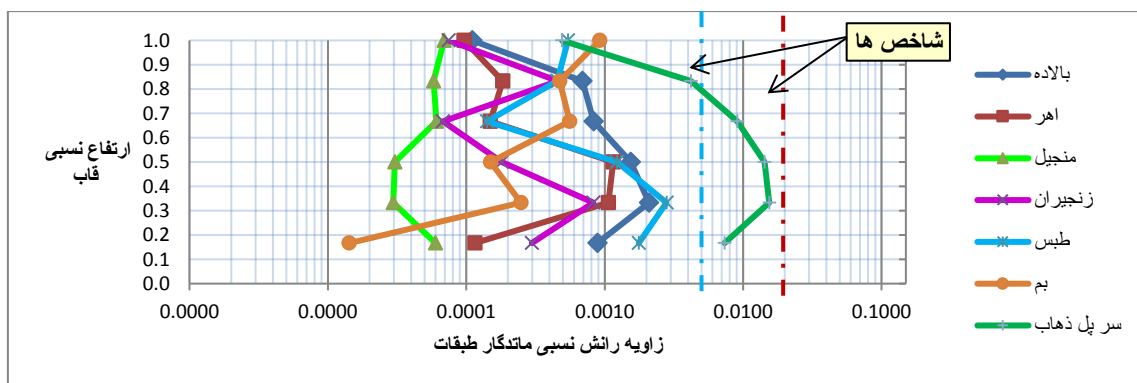
یکی از متغیرهای مهم در تحلیل غیرخطی سازه‌ها، زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات است. این متغیر بیانگر میزان خرابی سازه و پایداری ساختمان پس از زلزله است. بر اساس جدول (ت-۴) نشریه شماره ۳۶۱ [20]، برای سطح عملکرد ایمنی جانی،



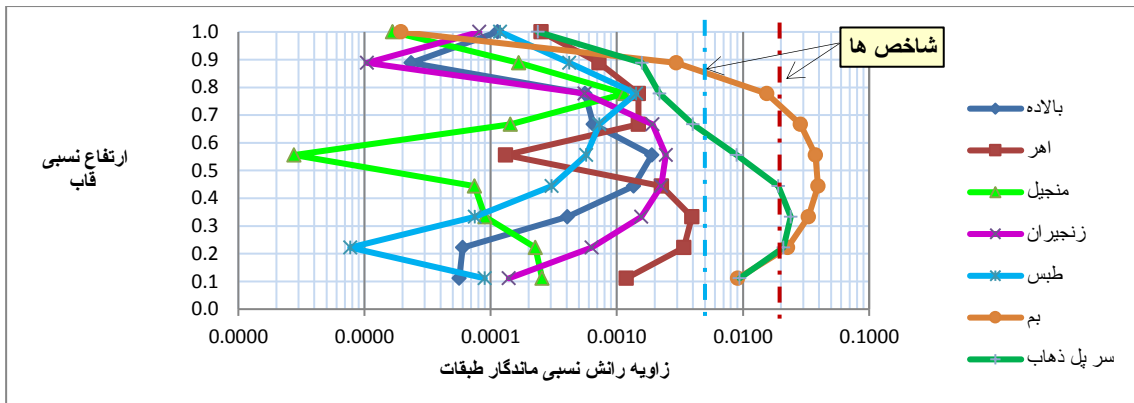
شکل ۸ نمودار زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات قاب بین فیوز شش طبقه نه طبقه



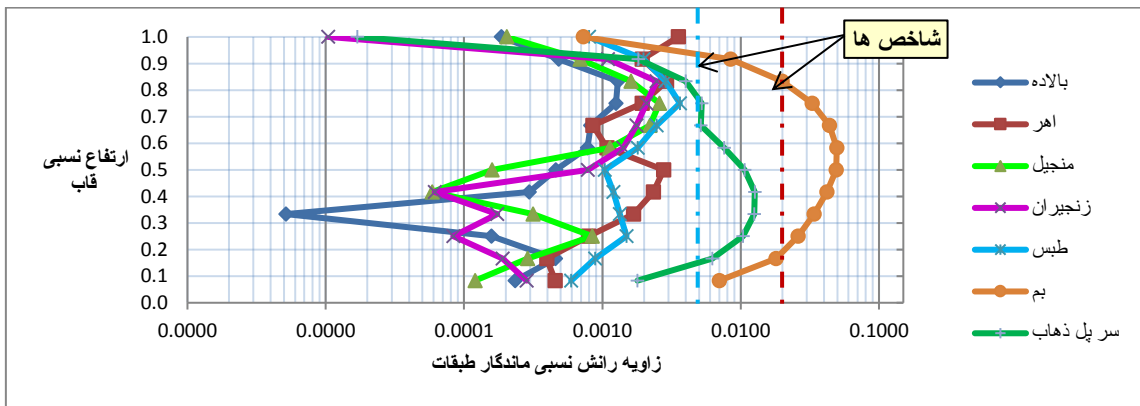
شکل ۹ نمودار زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات قاب بین فیوز دوازده طبقه



شکل ۱۰ نمودار زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات قاب مهاربندی‌شده ویژه شش طبقه



شکل ۱۱ نمودار زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات قاب مهاربندی شده ویژه نه طبقه



شکل ۱۲ نمودار زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات قاب مهاربندی شده ویژه دوازده طبقه

جدول ۵ مقایسه زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات دو گروه قاب

قاب ۱۲ طبقه	قاب ۹ طبقه	قاب ۶ طبقه	
۸۸	۸۷	۷۶	سطح ایمنی جانی تأمین شده در قاب پین فیوز (درصد)
۸۰	۸۱	۹۰	سطح ایمنی جانی تأمین شده در قاب ویژه (درصد)
۰/۰	۰/۰	۰/۰	احتمال فروریزش قاب پین فیوز (درصد)
۱۱	۱۱	۰/۰	احتمال فروریزش قاب ویژه (درصد)

افزایش یافته و از مقدار ۷۶ درصد در قاب شش طبقه به مقدار ۸۸ درصد در قاب دوازده طبقه رسیده است. اما در قاب مهاربندی شده ویژه، سطح عملکرد ایمنی جانی کاهش یافته و از مقدار ۹۰ درصد در قاب شش طبقه به مقدار ۸۰ درصد در قاب دوازده طبقه رسیده است.

جدول (۵) نشان می دهد که قاب مهاربندی شده پین فیوز با افزایش طبقات، سطح عملکرد ایمنی جانی بالاتری در برابر قاب مهاربندی شده ویژه خواهد داشت.

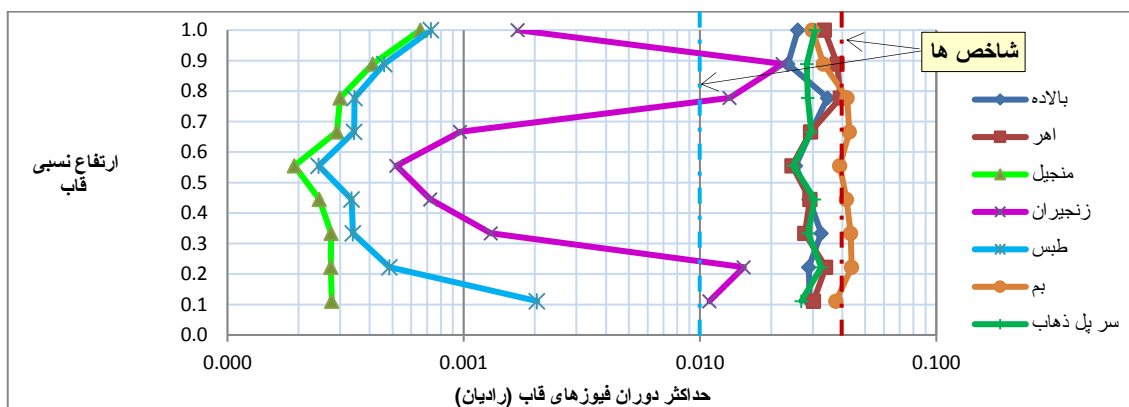
جدول (۵) بیانگر این است که با افزایش طبقات، تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی در قاب مهاربندی شده پین فیوز

سازه (ناشی از دوران فیوزهای خمشی) دارد، لذا در این بخش، حداکثر میزان چرخش فیوزهای طبقات دو قاب در یک دهانه با همدیگر مقایسه شد. بر اساس بند ۱۰-۳-۹ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [18] تامین حداقل ظرفیت دورانی $0/04$ رادیان برای قاب های خمشی ویژه پیشنهاد شده است که مقدار $0/03$ رادیان آن باید در ناحیه فرا ارتجاعی باشد. باتوجه به موارد بیان شده حداقل زاویه فعال شدن فیوزها در دو قاب برابر با $0/01$ رادیان در نظر گرفته شد. در شکل (۱۳)، شکل (۱۴) و شکل (۱۵) نمودار حداکثر دوران فیوز برای قاب های بین فیوز و در شکل (۱۶)، شکل (۱۷) و شکل (۱۸)، نمودار حداکثر دوران فیوز برای قاب های مهاربندی شده ویژه ارائه شده است.

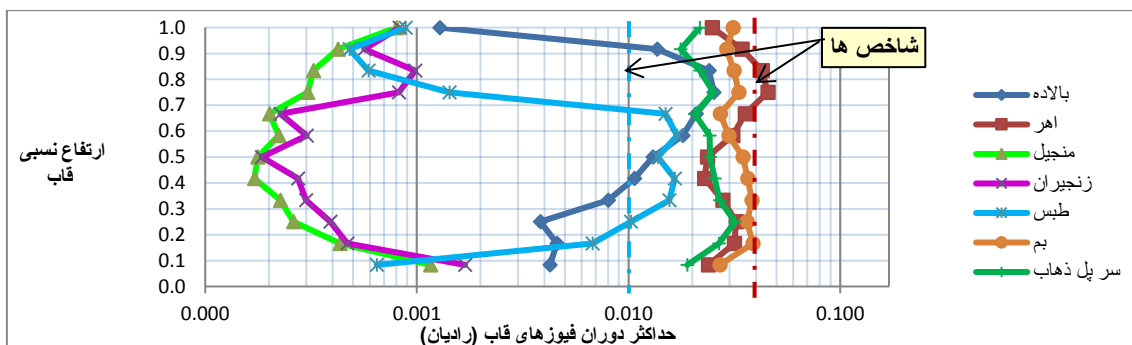
علاوه بر این، با توجه به جدول (۵) فروریزش ساختمان دارای قاب مهاربندی شده بین فیوز تحت اثر زلزله‌های انتخاب شده، رخ نخواهد داد. در مقابل احتمال فروریزش ساختمان دارای قاب مهاربندی شده ویژه، تحت اثر زلزله‌های مشابه، برابر با ۱۱ درصد است. در جدول (۵) محاسبه سطح عملکرد ایمنی بر مبنای درصد، نسبت به داده‌های کمتر از شاخص آبی نمودار به کل داده‌ها و محاسبه احتمال فروریزش قاب بر مبنای درصد، نسبت داده‌های بیشتر از شاخص قرمز نمودار به کل داده‌ها هست.

مقایسه حداکثر دوران فیوزهای خمشی قاب

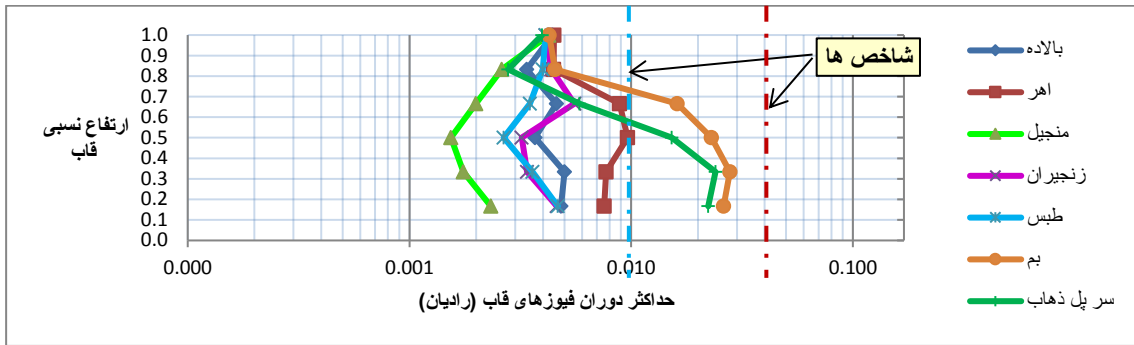
انرژی زلزله در سازه، نسبت مستقیمی با فعال شدن فیوزهای



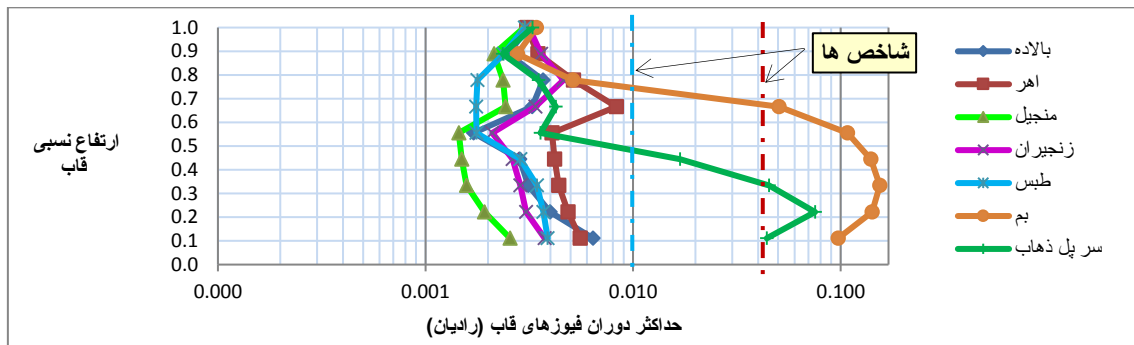
شکل ۱۳ نمودار حداکثر دوران فیوزهای خمشی قاب بین فیوز نه طبقه



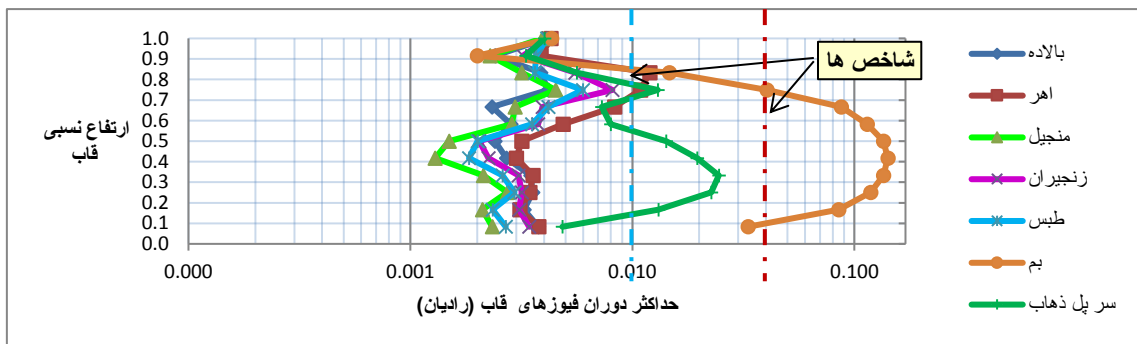
شکل ۱۴ نمودار حداکثر دوران فیوزهای خمشی قاب بین فیوز دوازده طبقه



شکل ۱۵ نمودار حداکثر دوران فیوزهای خمشی قاب مهاربندی شده ویژه شش طبقه



شکل ۱۶ نمودار حداکثر دوران فیوزهای خمشی قاب مهاربندی شده ویژه نه طبقه



شکل ۱۷ نمودار حداکثر دوران فیوزهای خمشی قاب مهاربندی شده ویژه دوازده طبقه

یکی از اهداف به کار بردن فیوز در سازه‌ها، اتلاف انرژی زلزله در فیوزها و عدم آسیب رسیدن به بخش‌های دیگر سازه است. این هدف با فعال شدن فیوزها و تبدیل شدن فیوزها به یک مفصل پلاستیک، تحقق پیدا می‌کند. جدول (۶) نشان می‌دهد که درصد فعال شدن فیوزهای تیر و تحقق بند ۱۰-۳-۹ مبحث دهم در قاب پین فیوز، چهار برابر قاب مهاربندی شده ویژه است.

در شکل (۱۳) تا شکل (۱۸) شاخص به رنگ آبی (روشن)، زاویه دوران فعال شدن فیوزهای قاب و شاخص به رنگ قرمز (تیره)، مرز ۰/۰۴ رادیان دوران فیوزها را نشان می‌دهد. جدول (۶) مقایسه دو قاب را از لحاظ فعال شدن فیوزهای قاب، نشان می‌دهد. از جدول (۶) این نتیجه استنباط می‌شود که قاب پین فیوز عملکرد بسیار بهتری نسبت به قاب مهاربندی شده ویژه در خصوص فعال شدن فیوزها و اتلاف انرژی زلزله دارد. همان‌طور که در ابتدای این بخش اشاره شد،

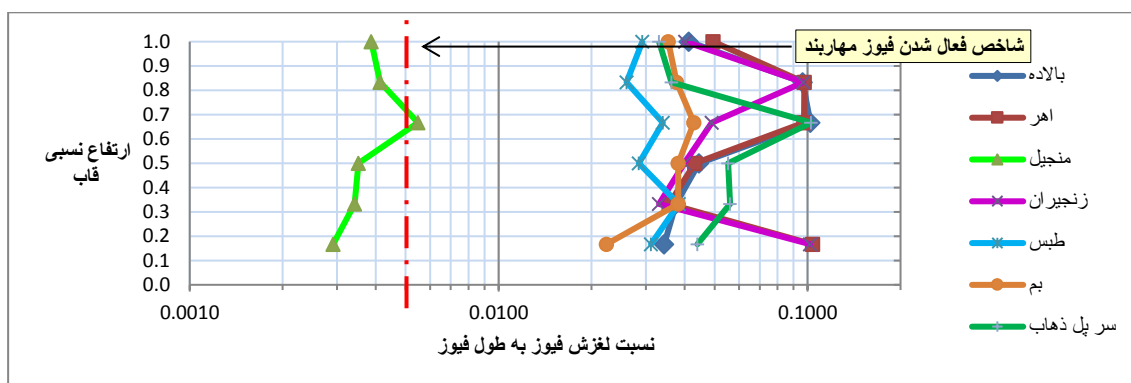
مقایسه عملکرد مهاربندهای دو قاب

بر اساس بند ۱۰-۳-۱۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [18]، در قاب خمشی مهاربندی‌شده همگرای ویژه، مهاربند تحت اثر نیرو جانبی زلزله، باید در شرایط فرا ارتجاعی قرار بگیرد. در قاب بین فیوز، با لغزش فیوز مهاربند (بدون آسیب رسیدن به مهاربند) و در قاب مهاربندی‌شده ویژه، با کمانش و جاری شدن مهاربند، این امر تحقق پیدا می‌کند. نمودار لغزش فیوز مهاربند در قاب‌های بین فیوز در شکل‌های (۱۹) تا (۲۱) و نمودار جاری شدن مهاربند در قاب مهاربندی‌شده ویژه در شکل‌های (۲۲) تا (۲۴) نشان داده شده‌است.

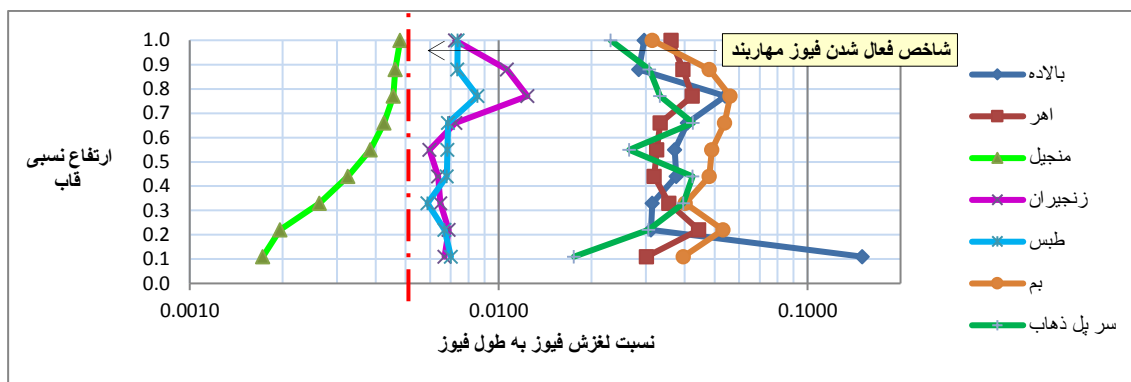
در شکل (۱۹) تا شکل (۲۱) شاخص قرمز رنگ، بیانگر فعال شدن فیوز اصطکاکی لغزشی مهاربند در قاب بین فیوز است. برای اطمینان از فعال شدن فیوز مهاربند، نسبت لغزش فیوز به طول فیوز، حداقل برابر با ۰/۰۰۵ (چهار برابر کرنش جاری شدن فیوز مهاربند) در نظر گرفته شد. در شکل (۲۲) تا شکل (۲۴) شاخص آبی رنگ بیانگر جاری شدن مهاربند در قاب مهاربندی‌شده ویژه است. برای اطمینان از جاری شدن مهاربند، حداقل کرنش جاری شدن مهاربند، چهار برابر کرنش متناظر با تنش جاری شدن مهاربند، (۰/۰۰۵)، در نظر گرفته شد.

جدول ۶ مقایسه فعال شدن فیوزهای خمشی دو گروه قاب

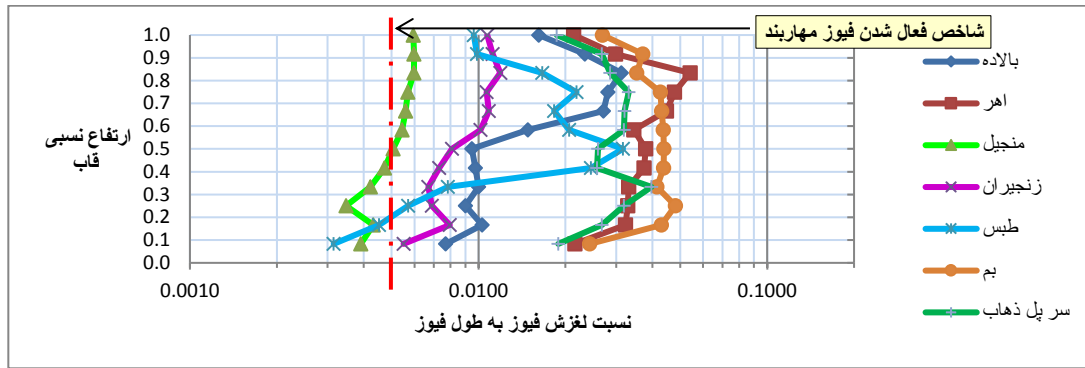
قاب ۱۲ طبقه	قاب ۹ طبقه	قاب ۶ طبقه	
۵۷	۶۳	۸۶	میزان فعال شدن فیوز خمشی در قاب بین فیوز (درصد)
۲۱	۱۶	۱۷	میزان فعال شدن فیوز خمشی در قاب ویژه (درصد)



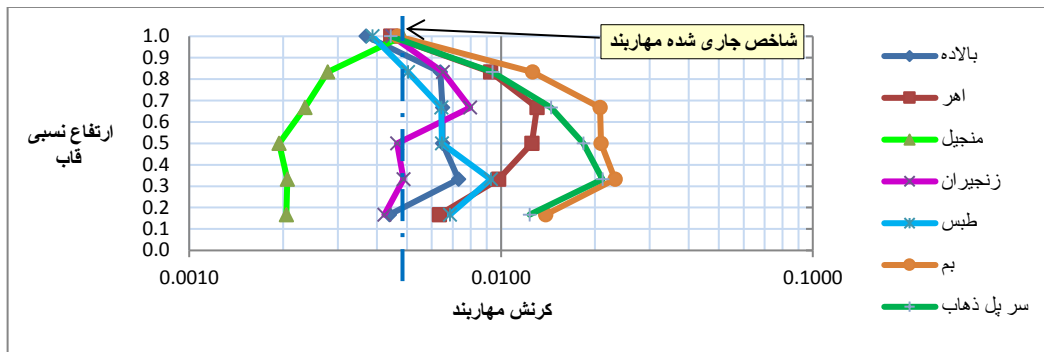
شکل ۱۸ نمودار لغزش نسبی فیوز مهاربند در قاب بین فیوز شش طبقه



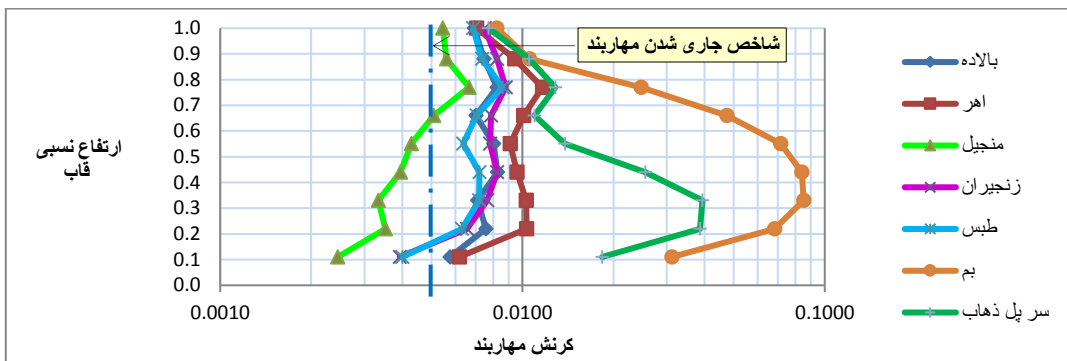
شکل ۱۹ نمودار لغزش نسبی فیوز مهاربند در قاب بین فیوز نه طبقه



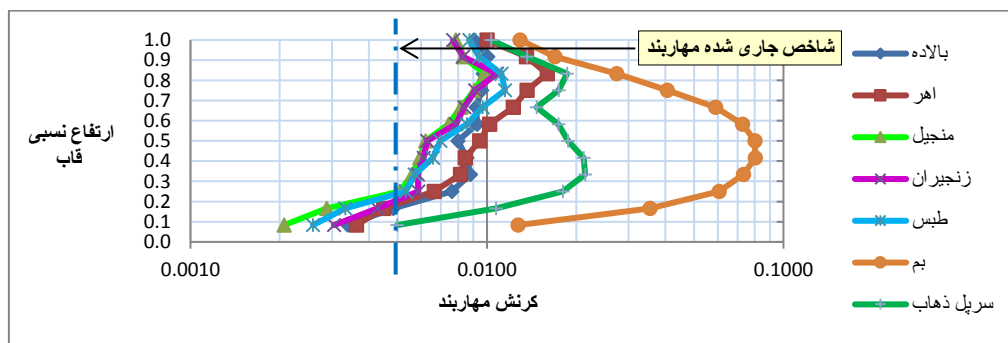
شکل ۲۰ نمودار لغزش نسبی فیوز مهاربند در قاب بین فیوز دوازده طبقه



شکل ۲۱ نمودار جاری شدن مهاربند در قاب مهاربندی شده ویژه شش طبقه



شکل ۲۲ نمودار جاری شدن مهاربند در قاب مهاربندی شده ویژه نه طبقه



شکل ۲۳ نمودار جاری شدن مهاربند در قاب مهاربندی شده ویژه دوازده طبقه

افزایش هزینه اجرای سازه (بالا بودن هزینه ساخت فیوزهای اصطکاکی) از معایب قاب مهاربندی شده بین فیوز است.

هم‌چنین موضوعات ذیل برای تحقیقات آتی پیشنهاد می‌شود.

- مکان‌یابی بهینه فیوزهای اصطکاکی در قاب مهاربندی شده بین فیوز

- تعیین ضریب رفتار قاب مهاربندی شده بین فیوز

- بررسی کارایی مهاربند دارای فیوز اصطکاکی، در به‌سازی سازه‌های فولادی

- مقایسه عملکرد لرزه‌ای مهاربند دارای فیوز اصطکاکی با مهاربند متصل به میراگر تسلیمی

با نگاهی به شکل‌های (۱۹) تا شکل (۲۴) این نتیجه استنباط می‌شود که در هر دو قاب به‌غیر از زلزله منجیل، پدیده فعال شدن فیوز اصطکاکی لغزشی مهاربند (در قاب بین فیوز) و جاری شدن مهاربند (در قاب مهاربندی شده ویژه) در تمام طبقات رخ می‌دهد.

نتیجه‌گیری

باتوجه به مقایسه صورت‌گرفته، برتری قاب مهاربندی شده بین فیوز، از لحاظ فعال شدن غالب فیوزهای تیر و مهاربند و اتلاف انرژی زلزله از طریق فیوزهای مزبور، تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی ۸۰ درصدی پس از وقوع زلزله و احتمال ناچیز فروریزش سازه بر اساس سطح عملکرد آستانه فروریزش، نسبت به قاب مهاربندی شده ویژه مشهود است. در مقابل،

مراجع

1. R. Park and T. Paulay, "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, Inc, (1975).
2. Hoseyni M., Rohanimanesh S., Taremi M., "Development and application of the idea of fuses in the seismic design of structures", 2nd International Congress on Structure, Architecture and Urban Development, Tabriz, Iran, (2014), In Persian.
3. American Institute of Steel Construction, "AISC seismic provisions for structural steel buildings (AISC 341-05)", Chicago (IL), (2005).
4. BHRC, "Iranian Code of Practice for seismic Resistant Design of Buildings: Standard No. 2800 (4rd Edition)", Building and Housing Research Center, (2015), (In Persian).
5. Moradi Garoosi A., Tahamouli Roudsari M., Hosseini Hashemi B., "Experimental Evaluation of Rigid Connection with Reduced Section and Replaceable Fuse", *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, Vol 5, No 16, pp 126-137, (2018), In Persian.
6. A. S. Pall, C. MARSH, "Response of friction damped braced frames", *Journal of the Structural Division American society of the Civil Engineers*, Vol. 108, No. 6, pp. 75-92, (1982).
7. Zahra I. S.M., Alaei H., "Response modification factor for dual system of medium ductility steel moment frame concentric with pall friction damper", *Sharif Journal of Civil Engineering*, Vol 31, No 4, pp 91-99, (2016), In Persian.
8. E. Popov, C. E. Grigorian, "Slotted Bolted Connection Energy Dissipators", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-92/10, (1992).
9. I. H. Mualla, B. Belev, "Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake

- excitation", *Engineering Structures*, Vol. 24, N. 3, p. 365-371, (2002)
10. Shahazi M., Damghani A., "Investigating the performance of friction dampers in convergent braced frames and comparing it with divergent braced frames", *2nd national conference on new materials and structures, Isfahan, Iran*, (2013), (In Persian).
 11. Hadianfard M.A., "Rehabilitation of Steel Structures by Using the Rotational Friction Dampers", *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, Vol 26, No 2, pp 152-162 , (2015), (In Persian).
 12. M. Sarkisian, N. Mathias, R. Garai and C. Uang, "Pin-Fuse Frame™: Full Scale Tests", in Structural Engineering Association of California (SEAOC), Las Vegas, Nevada, USA, (2011).
 13. M. Sarkisian, N. Mathias, R. Garai and C. Horiuchi, "Improving Seismic Resilience Using Structural Systems with Friction-Based", in AEI 2017, Oklahoma, 11–13, (2017).
 14. karim Abadi M., Naghipur M., " Investigating the coefficient of behavior in moment frames with pin fuse pin connection", *3rd national conference on recent innovations in civil engineering, architecture and urban planning, Tehran, Iran*, (2016), (In Persian).
 15. Rezaei R., Naghipur M., "Comparison of the moment curve - rotation of connection of beam to column pin fuse and RBS in steel structures", *The first national conference on civil engineering and sustainable development, Tehran, Iran*, (2014), (In Persian).
 16. M. Sarkisian, R. Garai, B. Johnson, "Mass-Timber Structures—Increased Ductility through Friction Mechanism", in AEI 2019, Virginia, (2019).
 17. National Science Foundation-sponsored Pacific Earthquake Engineering (PEER) Center, "OpenSees", National Science Foundation-sponsored Pacific Earthquake Engineering (PEER) Center, 01 01 1990-2021, [Online], Available: <https://opensees.berkeley.edu> , ver 2.4.6.
 18. MHUD, "Iranian National Building Code, Part 10, Steel Structure Design", Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, Iran, (2013), (In Persian).
 19. BHRC, "Iran Strong Motion Network".(1973)
 20. Office of Deputy for Strategic Supervision Bureau of Technical Execution System, "Commentary of Instruction for seismic Rehabilitation of Existing Buildings", NO: 361, (2009), (In Persian).

