



مقایسه‌ی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای قاب خمشی، مهاربندی همگرا و کمانش تاب با استفاده از شاخص خسارت

عباسعلی صادقی^۱، مجید پورامینیان^{۲*}، سیده وحیده هاشمی^۳، سمیه پوربخشیان^۴

^۱ دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران

^{۲*} استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد رامسر، دانشگاه آزاد اسلامی، رامسر، ایران (m.pouraminian@iauramsar.ac.ir)

^۳ دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران

(تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۹/۱۱/۲۱، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۴۰۰/۰۲/۲۵)

چکیده

وقتی سازه‌ای در معرض زلزله قرار می‌گیرد بسته به شدت زلزله ممکن است به کل تخریب شود یا کاملاً سالم باقی بماند و یا برخی از اعضای آن از حالت پایداری خود خارج شود و در هر صورت ممکن است خسارتی به آن وارد شود. خسارت وارده را می‌توان در کمتر شدن میزان سختی یا افزایش میزان نرمی و تغییر مکان بام و با تغییر مکان نسبی طبقات سازه و انرژی هیستریزس مشاهده کرد. در سالیان اخیر، با پیشرفت‌های مهندسی سازه-زلزله، ارتقای دانش و تجربه در مورد رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، روش‌های نوینی برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها پیشنهاد شده‌اند که برای بیان میزان کمی و کیفی خسارت، نیازمند تعریف شاخص‌های خسارت می‌باشد. در این مقاله، عملکرد قاب ۱۰ طبقه با سه سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی، مهاربندهای همگرا و کمانش تاب از دیدگاه تئوری شاخص خسارت لرزه‌ای بررسی شده است. شاخص‌های خسارت مدنظر نظیر تغییر مکان نسبی، پارک-انگ، انرژی، تغییر شکل، رافائل و میر و گسیختگی تحت زلزله‌های حوزه نزدیک گسل براساس تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی با استفاده از نرم افزار *SeismoStruct 2018* محاسبه و مقایسه شده‌اند. بنابراین می‌توان عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های مذکور را تحت زلزله‌های حوزه نزدیک گسل به درستی بررسی نمود. نتایج نشان داد که مقادیر شاخص خسارت برای قاب دارای مهاربند کمانش تاب در محدوده‌ی خرابی محدود بوده است و عملکرد آن در قیاس با دو سیستم دیگر مناسب‌تر می‌باشد.

کلمات کلیدی

قاب خمشی، مهاربند همگرا، مهاربند کمانش تاب، تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی، شاخص خسارت.



Comparison of Seismic Performance of Structural Systems Moment Frame, Concentric Braced Frame and Buckling Restrained Braced Frame Using Damage Index

*Abbasali Sadeghi*¹, *Majid Pouraminian*^{2*}, *Seyede Vahide Hashemi*³, *Somayyeh Pourbakhshian*²

¹ Ph.D. Candidate, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran

² Assistant Professor, Department of civil engineering, Ramsar Branch, Islamic Azad University, Ramsar, Iran (m.pouraminian@iauramsar.ac.ir)

³ Ph.D. Candidate, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran.

(Date of received: 09/02/2021, Date of accepted: 15/05/2021)

ABSTRACT

When a structure is exposed to an earthquake, depending on the severity of the earthquake, it may be completely destroyed or remain completely intact, or some of its members may become out of their stable state, and in any case, it may be damaged. The damage can be seen in decreasing the stiffness or increasing the softness and shifting the roof and by changing the drift of stories and hysteresis energy. In recent years, with advances in structural-earthquake engineering, advancing knowledge and experience about the seismic behavior of structures, new methods for evaluating the seismic behavior of structures have been proposed to express a damage amount and the quality of the damage requires the definition of the indicators of the damage. In this paper, the performance of a 10-story frame with three suitable lateral systems of moment frame (MF), concentric brace (CBF) and buckling restrained brace (BRBF) is investigated from the theoretical point of view of seismic damage index. Damage indices such as Drift, Park-Ang, Energy, Deformation, Roufaiel and Meyer and Banon Failure under near-fault earthquakes are calculated and compared based on nonlinear dynamic time history analysis using SeismoStruct 2018 software. Therefore, the seismic performance of these systems under near fault earthquakes can be properly investigated. The results showed that the values of the damage index BRBF were in the limited range and its performance is more appropriate compared to the other two systems.

Keywords:

Moment Frame, Concentric Brace, Buckling Restrained Brace, Nonlinear Dynamic Time History Analysis, Damage index.



۱- مقدمه

کشور ایران از لحاظ لرزه خیزی در یکی از مناطق فعال کره‌ی زمین (بر روی قسمت میانی کمربند آلپاید) قرار دارد. یکی از نکات اساسی به منظور پایداری سازه‌ها در برابر نیروهای جانبی اعم از باد و زلزله، بکاربردن سیستم‌های مقاوم مهاربندی در سازه‌ها می‌باشد. یک نمونه از این مهاربندها باعث بهبود مقاومت لرزه‌ای می‌شود و بایستی جامعه مهندسين بر روی این موضوع تحقیقات گسترده‌ای انجام دهند، مهاربند کمانش تاب (*BRB*) است که دارای مکانیزم لرزه‌ای یکسان در برابر کشش و فشار می‌باشد. سازه‌ها به دلیل تنوع در ترکیب بندی، ابعاد، هندسه و مصالح، رفتارهای بسیار متفاوتی را از خود نشان می‌دهند. لذا پیش بینی صحیح عملکرد سازه در زلزله‌ها عملاً کاری دشوار بوده است در نتیجه ارائه شاخص برای خسارت، موضوعی است که از سه دهه پیش توجه محققین را جلب کرده است. در نتیجه با دانستن شاخص‌های می‌توان علاوه بر داشتن درک صحیح از رفتار آن در ناحیه غیر خطی، نسبت به تبیین خطوط فرمز طراحی نیز اقدام کرد. محاسبه خسارت در برای مشخص نمودن عملکرد سازه می‌باشد. تعیین میزان خسارت می‌تواند در محاسبه هزینه مورد نیاز برای تعمیر و یا بهسازی سازه‌ها بسیار مهم باشد [۱ و ۲]. در مقاله حاضر، قاب‌های فولادی ۱۰ طبقه با سه سیستم مقاوم جانبی لرزه‌ای نظیر قاب خمشی (*MF*)، مهاربند همگرای معمولی (*CBF*) و مهاربند کمانش تاب (*BRBF*) انتخاب شده‌اند. این قاب‌ها در شرایط یکسان طراحی شده‌اند تا بتوان عملکرد آن‌ها را به درستی مقایسه نمود. براساس گزارش ارزیابی خسارت آمریکا (*HAZUS-1999*) [۳]، سازه ۱۰ طبقه جز سازه‌های بلند مرتبه محسوب می‌شود که تحت زلزله‌های حوزه نزدیک گسل مورد ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای قرار گرفته است. در این تحقیق به عنوان نوآوری، میزان خسارت این سیستم‌های سازه‌ای تحت زلزله‌های حوزه نزدیک گسل با توجه به دیدگاه شاخص خسارت (*DI*) مورد تحلیل، بررسی و ارزیابی قرار می‌گیرد و در نهایت عملکرد هر کدام از سیستم‌های سازه‌ای مورد مطالعه بررسی می‌گردد.

۲- شاخص خسارت

شاخص‌های خسارت توابعی هستند که میزان خسارت وارده به یک عضو و نتیجتاً خسارت کل سازه را نشان می‌دهند که انتخاب توابع مناسب در نتیجه بدست آمده اهمیت بسیار دارد که تنوع زیادی در معرفی و ارائه آنها نیز وجود دارد. شاخص‌های خسارت را می‌توان به طور کلی به دو دسته تقسیم نمود: شاخص‌های محلی (موضعی) که شدت خسارت در یک عضو سازه‌ای و شاخص‌های کلی که شدت خسارت در کل سازه را بیان می‌کنند.

در یک دسته بندی کلی، مدل‌های تحلیلی خسارت به دو گروه طبقه بندی می‌شوند:

(۱) شاخص خسارت بر اساس مقاومت

(۲) شاخص خسارت بر اساس پاسخ سازه

شاخص‌های خسارت بر اساس مقاومت ساده بوده و نیازی به تحلیل پاسخ ندارند و به خصوصیات هندسی عناصر سازه نظیر سطح مقطع ستون‌ها و دیوارها و خواص مصالح آنها وابسته است. این نوع شاخص‌ها باید در مقابل آسیب‌های مشاهده شده با استفاده از یک بانک اطلاعات واقعی نسبتاً بزرگ و یا نتایج تحلیل غیرارتجاعی سازه‌ها کالیبره می‌شوند. شاخص خسارت بر اساس مقاومت، نخست توسط شیگا و همکاران (۱۹۶۸) پیشنهاد شد [۴] و بعدها توسط یانگ (۱۹۸۰) در چین به کار گرفته شد [۵]. در روش ارزیابی خسارت بر اساس پاسخ سازه، تحلیل نسبتاً پیچیده مورد نیاز بوده ولی به اطلاعات کمتری برای کالیبره کردن نتایج نیاز است. این روش به اطلاعات مفصلی از مدل‌های سازه‌ای، مصالح و توصیف حرکات زمین سازگار با سایت نیازمند است [۶].



۱-۲- تاریخچه شاخص خسارت

پیشینه فعالیت‌ها در زمینه آسیب‌پذیری به سال‌های اول دهه هفتاد بازمی‌گردد. در این زمان مدل‌های غیرخطی برای ارزیابی رفتار ساختمان‌ها در برابر زلزله پیشنهاد گردید. شیگا و همکاران (۱۹۶۸)، برای اولین بار از شاخص‌های خسارت مبتنی بر مقاومت استفاده کردند [۴]. ویتمن (۱۹۷۲) شاخص خسارت ناشی از زمین‌لرزه با نسبت هزینه ترمیم به هزینه ساخت مجدد را در شدت‌های مختلف حرکت زمین با مقیاس مرکالی اصلاح شده بیان نمود [۵]. کراوینکلر و همکاران (۱۹۸۳) به منظور تخمین خسارت تجمعی شاخصی را پیشنهاد نمودند که مستقیماً با پارامتر عملکرد سازه، میزان تغییرشکل پلاستیک، تغییرشکل تسلیم و تعداد کل حرکات سیکلی ارتباط دارد [۷]. پارک و همکاران (۱۹۸۴)، ارزیابی آسیب‌پذیری را دستخوش تحولی بزرگ نمودند. آنان با در نظر گرفتن مدل‌های جامع تری از رفتار غیرخطی اعضای بتنی مسلح تحت بارهای نوسانی، شکل‌پذیری و انرژی تلف شده توسط اعضای سازه‌ای را در خسارت اعضا اعمال نمودند [۸]. پارک و آنگ (۱۹۸۵)، بر مبنای حداکثر تغییرشکل نهایی عضو و تلفیق آن با حداکثر انرژی جذب شده روش جدیدتری را ارائه کردند [۹]. رافائل و میر (۱۹۸۷)، برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های فولادی و بتن مسلح، با توجه به خصوصیات سازه‌ای، شاخصی را برای کل سازه تعریف کردند [۱۰]. گرامی و دانشجو (۲۰۰۶)، دریافت طبقات را به عنوان شاخص خسارت تجمعی در قاب‌های خمشی فولادی بررسی نمودند [۱۱]. جونگ و النشایی (۲۰۰۶)، استخراج منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های نامنظم در پلان ارائه داده که یک رابطه چند بعدی برای شاخص خسارت مبتنی بر تغییرمکان را معرفی نمودند [۱۲]. صادقی (۲۰۱۱)، شاخص خسارت ساده و دقیقی برای ارزیابی خسارت عضو سازه‌ای در مدل بارگذاری چرخه‌ای پیشنهاد داد [۱۳]. وی وان کا او و رونق (۲۰۱۴) ارتباط بین پارامترهای لرزه‌ای حرکت در گسل‌های حوزه دور و شاخص خرابی قاب‌های بتنی مسلح کوتاه را ارائه دادند [۱۴]. کاظمی و همکاران (۲۰۱۳)، شاخص خسارت النشایی را با اعمال تغییراتی در آن اصلاح نمود و از این شاخص برای ارزیابی خسارت سازه‌های نامنظم قاب فولادی و دیوار برشی بتنی در شهر مشهد استفاده کردند [۱۵]. ژانگ و همکارانش (۲۰۱۴) تحلیل حساسیت تابع همبستگی خودکار بر مبنای شاخص خرابی و کاربرد آن در تشخیص خرابی سازه‌ها را انجام داد [۱۶]. همچنین راجیو و همکاران (۲۰۱۴) شاخص خسارتی بر اساس مقدار انرژی جذب شده در سازه‌های دارای مهاربند همگرا را پیشنهاد نمودند [۱۷]. امامی و همکاران (۲۰۱۵)، شاخص خسارت پارک-انگ را به صورت (عضو، طبقه و کلی) برای سه مدل ۴، ۸ و ۱۲ طبقه قاب خمشی بتن مسلح تحت ۱۴ رکورد نزدیک به گسل مورد ارزیابی قرار دادند [۱۸]. میرزا آقایی و وثوقی‌فر (۲۰۱۶)، سازه‌ی قاب فولادی سبکی را با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه، بصورت کمی و کیفی و با استفاده از شاخص خسارت پاپادوپولوس مورد ارزیابی و مقایسه قرار دادند [۱۹]. صادقی و همکاران (۲۰۱۸)، به ارزیابی و اولویت‌بندی شاخص‌های خسارت لرزه‌ای در سازه‌های قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط تحت زلزله‌های نزدیک به گسل پرداخته‌اند. نتایج نشان داد که شاخص‌های خسارت گسیختگی بانون، دریافت و پارک-انگ به ترتیب به‌عنوان دقیق‌ترین شاخص‌های خرابی محلی، طبقه و کلی معرفی شده‌اند [۲۰]. صادقی و همکاران (۲۰۲۰)، به بررسی عملکرد پارامترهای تغییر شکل و انرژی به صورت منفرد و ترکیبی (پارک-انگ) در ارزیابی شاخص‌های خرابی لرزه‌ای سازه‌های قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه ۴، ۷، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه تحت رکوردهای نزدیک به گسل پرداخته‌اند. سپس مقادیر شاخص‌های خرابی بر اساس پارامترهای تغییر شکل، انرژی و ترکیبی محاسبه شده است. نتایج، ارزیابی کمی خرابی طبقات قاب‌ها و نقش این دو پارامتر را در مقادیر عددی شاخص‌های خرابی ارائه می‌کند. نتایج نقش مؤثرتر تغییر شکل المان‌ها را در میزان خرابی لرزه‌ای نشان می‌دهد [۲۱]. مهدی‌زاده و همکاران (۲۰۲۰)، به بررسی میزان شاخص خرابی در سازه‌های نامنظم تحت تأثیر گسیختگی پیش‌رونده بر اساس ارزیابی شاخص خرابی با لحاظ کردن رفتار غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی به روش استاتیکی و دینامیکی پرداخته‌اند. همچنین میزان تأثیر گسیختگی پیش‌رونده



در میزان شاخص خرابی در هر یک از المان‌ها و میزان تأثیر موقعیت حذف ستون در میزان شاخص خرابی در هر یک از المان‌ها نیز مورد بررسی قرار گرفته است [۲۲].

۳- معرفی مهاربندهای کمانش تاب

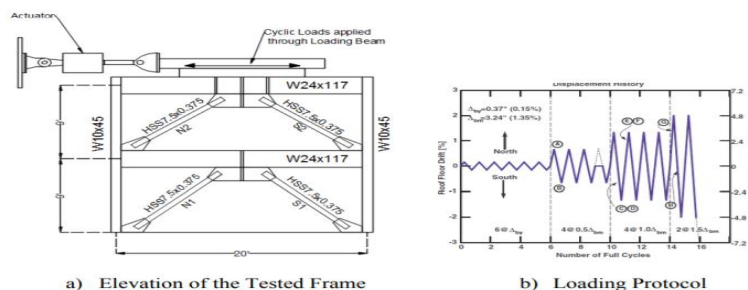
مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش و یا به اختصار (*BRB*) در حقیقت نوع جدیدی از مهاربندهای همگرا می‌باشد که در مقابل کمانش محافظت شده‌اند. در نتیجه، این مهاربند دارای منحنی چرخه‌ای به نسبت متقارن و رفتار یکسان در کشش و فشار است و رفتار سازه را از لحاظ پایداری و قابلیت جذب انرژی بهبود می‌بخشد. رفتار قاب‌های دارای مهاربند مقاوم در برابر کمانش به رغم مشابهت ظاهری، تفاوت زیادی با قاب‌های مهاربندی متداول همگرا دارد. به عبارت دیگر با استفاده از مهاربندهای کمانش تاب، شکل‌پذیری بالا می‌رود و مود شکننده موجود در سیستم مهاربندی همگرا به مود شکل‌پذیر تبدیل می‌شود. مقدار نیروی طراحی حاصل از روش استاتیکی معادل در سیستم مهاربندی همگرای معمولی به میزان قابل توجهی بیش از سیستم مهاربندی کمانش تاب می‌باشد که باعث غیر اقتصادی بودن آن در مقایسه با سیستم مهاربند کمانش تاب می‌گردد [۲۳].

۴- مدلسازی

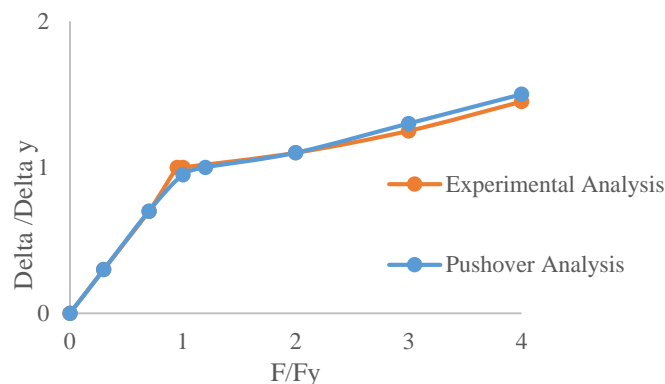
با وجود ابزارهای محاسباتی جدید، تهیه مدل سه بعدی و تحلیل آن به جز در مواردی که رفتار غیرخطی مدنظر نباشد به آسانی امکان پذیر است، اما چنانچه رفتار غیرخطی سازه مدنظر باشد تحلیل سه بعدی سازه وقت گیر و تفسیر نتایج حاصل از آن نیز مشکل تر می‌گردد. لذا در این موارد ممکن است به جای مدل سه بعدی از مدل دو بعدی استفاده شود. در این پژوهش، از مدل دو بعدی با سیستم‌های قاب خمشی، مهاربند همگرا و مهاربند کمانش تاب در دهانه میانی استفاده شده است. قاب دو بعدی مورد مطالعه دارای ۵ دهانه که هر دهانه به طول ۵ متر می‌باشد و ارتفاع هر طبقه ۳٫۸ متر می‌باشد.

۴-۱- راستی آزمایی نرم افزار

به منظور راستی آزمایی مدلسازی قاب دارای مهاربند کمانش تاب از مطالعات تریمبل و همکاران (۲۰۰۲) استفاده شده است [۲۴]. آن‌ها برای ارزیابی نوعی مهاربند کمانش تاب که برای مقاوم سازی لرزه‌ای ساختمان چهار طبقه فولادی در شهر کوکبک استفاده شد، از قاب مهاربندی پروتکل بارگذاری مطابق شکل (۱) استفاده نمودند و در طی آزمایش به نتایج نمودار بارافزون شکل (۲) دست یافتند. نتیجه‌ی راستی آزمایی نشان‌دهنده‌ی ارائه‌ی نتایج قابل اعتماد این تحقیق می‌باشد.



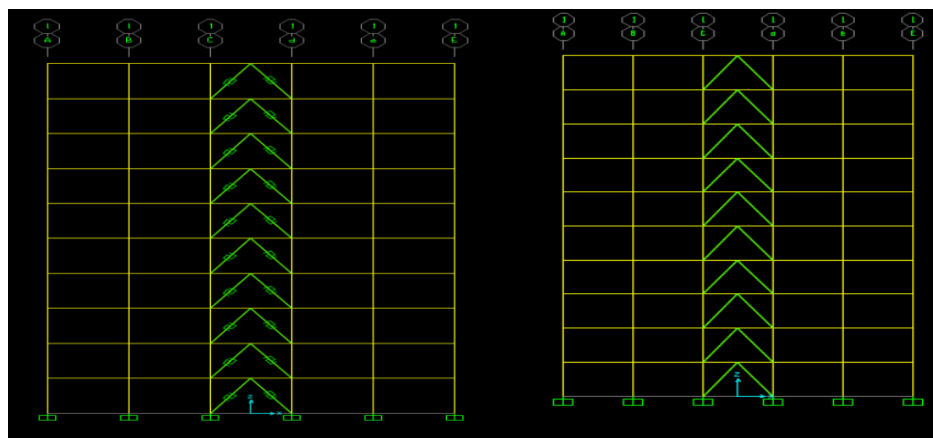
شکل ۱: قاب مهاربندی مدل شده توسط تریمبل و همکاران [۲۴].



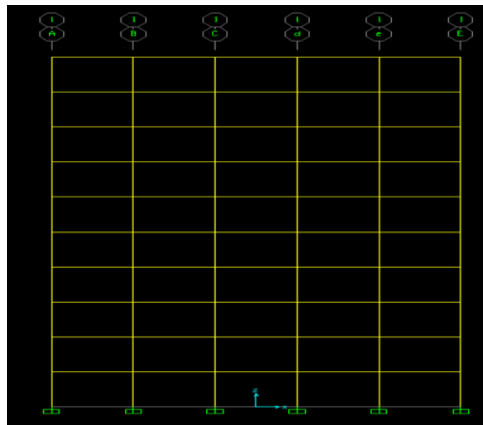
شکل ۲: مقایسه نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی قاب دارای مهاربند کماتش تاب تریمبل و همکاران توسط نرم افزار *SeismoStruct*.

۲-۴- طراحی

بررسی و تحقیق بر روی ساختمان‌ها جهت ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای و تعیین شاخص‌های خسارت، مستلزم داشتن داده‌های واقعی کافی و یا انجام مطالعات آزمایشگاهی می‌باشد. اما از آنجا که معمولاً این اطلاعات ناکافی و پرهزینه می‌باشند، با استفاده از روش‌های تحلیلی، به مدل‌سازی‌های عددی و تحلیل بر روی سازه‌های منتخب پرداخته می‌شود. در این مطالعه، به منظور ارزیابی آسیب‌پذیری از منظر شاخص خسارت، سیستم‌های مقاوم جانبی لرزه‌ای نظیر قاب خمشی، مهاربندهای همگرا و کماتش تاب با هندسه منظم انتخاب شده است. در طراحی تیرها، ستون‌ها و مهاربندها از فولاد *ST37* با تنش تسلیم $F_y=2400\text{MPa}$ و تنش نهایی $F_u=3600\text{MPa}$ می‌باشد. جزئیات بارگذاری بدین صورت است که بار مرده 2500 kgf/m و بار زنده 1000 kgf/m می‌باشد و طراحی براساس ضوابط آیین‌نامه‌ای موجود [۲۵ و ۲۶] و استاندارد لرزه‌ای ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۲۷] در نرم افزار *SAP* [۲۸] انجام شده است و پیکربندی قاب‌ها مطابق شکل‌های (۳) تا (۵) ارائه شده است و جدول (۱)، مقاطع طراحی شده قاب‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۳: پیکربندی قاب دارای مهاربند همگرای هشتی. ۴: پیکربندی قاب دارای مهاربند کماتش تاب.



شکل ۵: پیکربندی قاب خمشی.

جدول ۱: مقاطع طراحی شده قاب‌های مورد مطالعه.

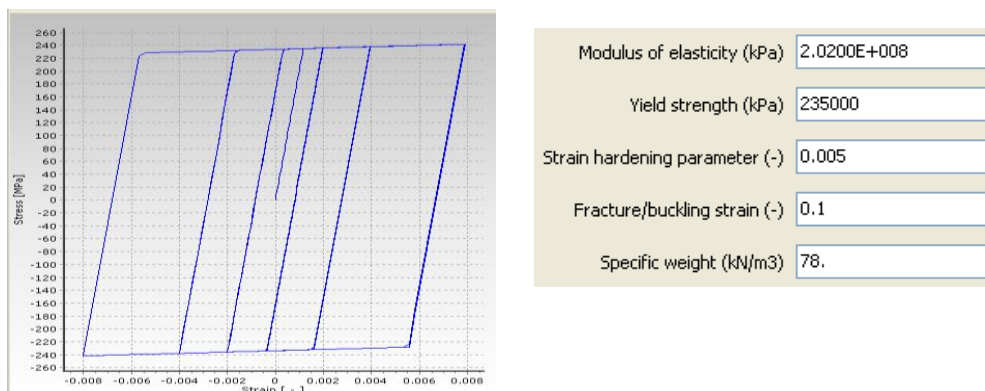
مهاربند	ستون دهانه میانی	ستون دهانه کناری	تیر دهانه کناری	تیر دهانه میانی	تیر دهانه کناری	طبقه
2L100x10/10	HE450	HE500	IPE320	IPE300	IPE320	۱
2L120x12/8	HE400	HE500	IPE300	IPE280	IPE300	۲
2L120x12/8	HE360	HE450	IPE300	IPE280	IPE300	۳
2L100x10/10	HE340	HE400	IPE280	IPE260	IPE280	۴
2L100x10/10	HE320	HE340	IPE280	IPE260	IPE280	۵
2L80x8/10	HE300	HE340	IPE280	IPE260	IPE280	۶
2L80x8/10	HE280	HE300	IPE260	IPE240	IPE260	۷
2L80x8/10	HE260	HE300	IPE240	IPE220	IPE240	۸
2L60x6/6	HE240	HE280	IPE220	IPE200	IPE220	۹
2L60x6/6	HE220	HE280	IPE200	IPE180	IPE200	۱۰

۳-۴- تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی

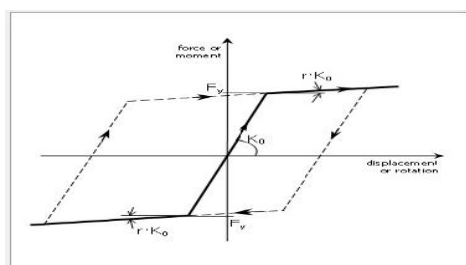
در این مقاله، به کمک نرم افزار اجزا محدود *SeismoStruct 2018* [۲۹] جهت انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. این نرم افزار دارای محیط گرافیکی ساده است. برای تعریف رفتار غیرخطی از المان‌های فایبر (*FiberElement*) با توزیع پلاستیسیته گسترده در کل طول عضو در اعضای قابی تیر و ستون و مهاربند استفاده شده است. تعداد مقاطع فایبر ۲۰۰ عدد و تعداد انتگرال‌گیری گوس در طول المان‌های سازه‌ای می‌باشد. رفتار غیرخطی مصالح با مدل رفتاری دو خطی مطابق شکل (۶) که با سخت شوندگی ایزوتروپیک و کینماتیک تعریف شده است و لازم است پارامترهایی همچون مقاومت تسلیم، مدول الاستیسیته و نسبت سخت شوندگی کرنشی تعریف شوند [۳۰] و المان اعضای ستونی در مدل‌های مذکور از نوع (*infrFB*) و المان تیری از نوع



(*infrFBPH*) استفاده شده است و همچنین المان مهاربند کمانش تاب مطابق شکل (۷) از نوع (*TrussElement*) می‌باشد. اثر تغییر شکل‌های بزرگ در مدل اعمال شده و پاسخ‌های مختلف سازه در گام‌های زمانی مختلف اندازه‌گیری و ثبت شده‌اند.



شکل ۶: مدل رفتار چرخه‌ای فولاد [۲۹].



شکل ۷: معرفی المان کمکی *Link* با رفتار دوخطی برای مهاربند کمانش تاب [۲۹].

در شکل (۷)، مقدار نیروی مهاربند در نقطه‌ی جاری شدن خود F_y ، سختی پیش از این نقطه K_0 ، و همچنین نسبت سختی پس از نقطه‌ی جاری شدن به سختی پیش از آن r ، بر اساس ویژگی‌های مهاربندهای کمانش تاب در هر کدام از طبقه‌ها به المان‌های کمکی *Link* معرفی می‌شوند.

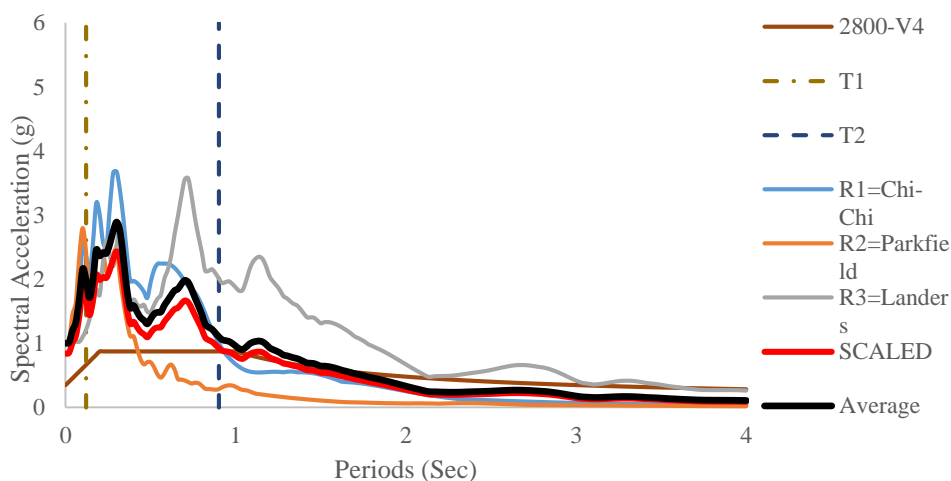
۴-۴- شتاب نگاشت‌های مورد استفاده

یکی از پارامترهای مهم و موثر در پاسخ سازه و انرژی ورودی به آن، شتاب نگاشت زلزله به کار رفته در تحلیل دینامیکی می‌باشد. در نتیجه نتایج ارزیابی آسیب‌پذیری نیز وابسته به شتاب نگاشت‌های ورودی خواهند بود. در این پژوهش مطابق جدول (۲)، از سه شتاب نگاشت زمین لرزه نزدیک به گسل استفاده شده است و بر روی خاک نوع III با سرعت موج برشی $375 < V_s < 750$ از بانک داده‌های زلزله (*PEER*) استخراج شده‌اند [۳۱]. همچنین فاصله ایستگاه ثبت این شتابنگاشت‌ها از مرکز سطحی زلزله کمتر از ۲۰ کیلومتر انتخاب شده‌اند. شتاب‌نگاشت‌ها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم همپایه شده‌اند تا امکان مقایسه بهتر نتایج مهیا شود. در شکل (۱۱)، شتاب نگاشت‌های مورد مطالعه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ هم پایه شدند.



جدول ۲: شتاب نگاشت‌های مورد مطالعه.

شماره	زلزله	ایستگاه زلزله	سال وقوع	بزرگا (ریشتر)	حداکثر شتاب (g)	ضریب مقیاس
۱	Chi-Chi	TCU078	۱۹۹۹	۷/۶۲	۰/۴۷۱	۱/۷۸
۲	Parkfield	PARKFIELD	۲۰۰۴	۶	۰/۵۶۲	۱/۸۶
۳	Landers	JOSHUA TREE – FIRE	۱۹۹۲	۷/۲۸	۰/۲۸۷	۳/۰۱



شکل ۸: شتاب نگاشت مورد مطالعه هم پایه به استاندارد ۲۸۰۰.

۵- شاخص های خسارت مورد مطالعه

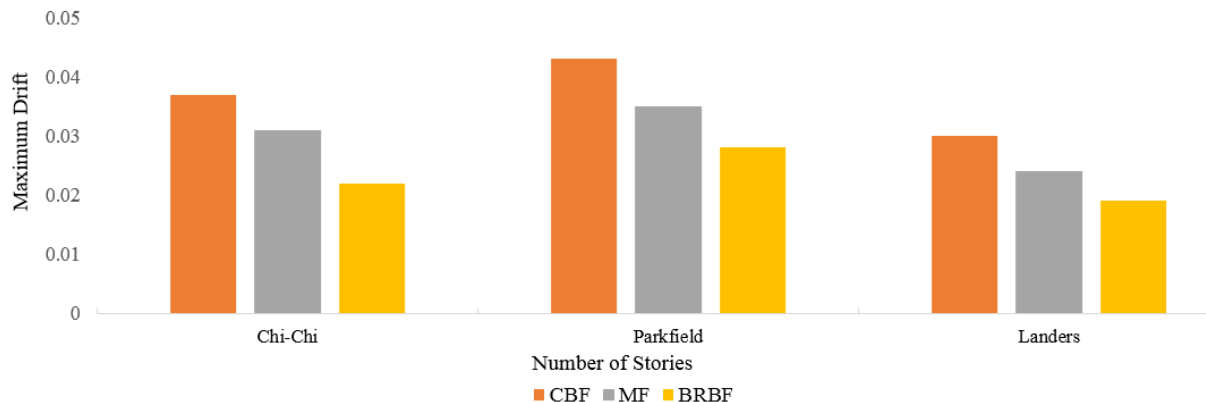
ابتدا مختصری از تئوری شاخص های مورد بررسی داده شده و سپس نتایج لازم ارائه شده اند.

۵-۱- شاخص خسارت تغییرمکان نسبی

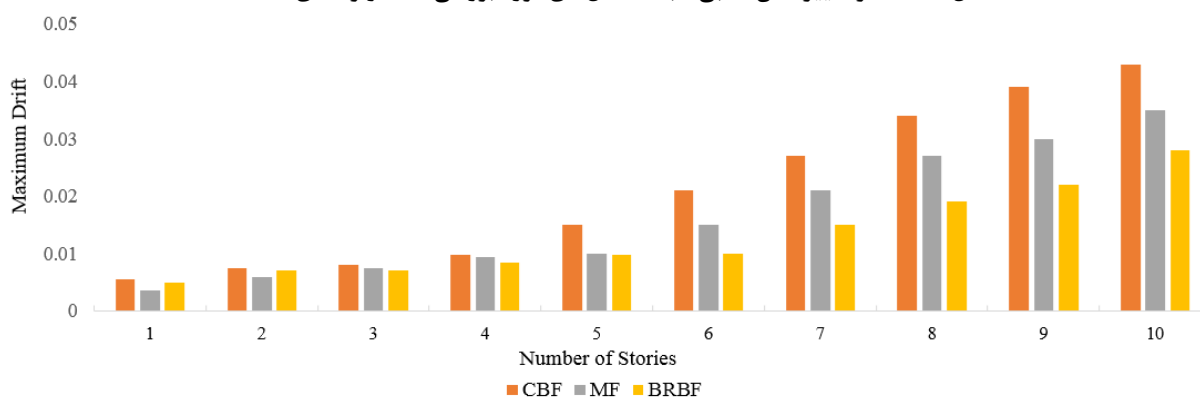
شاخص خسارت تغییرمکان نسبی طبقه مطابق رابطه (۱) است و با استفاده از تحلیل دینامیکی و یا بار افزون قابل محاسبه می باشد:

$$\delta_i = \frac{\Delta i}{h} \tag{1}$$

که در آن Δi : جابجایی نسبی طبقه i ، h : ارتفاع طبقه و δ_i : نسبت جابجایی نسبی طبقه i ام می باشد. در شکل (۹)، حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات مدل های مورد بررسی تحت زلزله های مورد مطالعه ارائه شده است. مطابق این شکل، زلزله ی پارکفیلد بحرانی می باشد.



شکل ۹: حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات مدل‌های مورد بررسی تحت زلزله‌های مطالعه.



شکل ۱۰: تغییرمکان نسبی طبقات مدل‌های مورد بررسی تحت زلزله‌ی بحرانی.

در شکل (۱۰)، میزان شاخص خسارت دررفت تحت زلزله بحرانی "زلزله‌ی پارکفیلد" ارائه شده است. دررفت بیشینه در طبقات انتهایی رخ داده است که دارای خسارت بیشینه می‌باشد و در طبقات ابتدایی میزان خسارت متوسط می‌باشد. از دیدگاه شاخص دررفت، به ترتیب سیستم‌های مهاربند کمانش تاب، قاب خمشی و مهاربند همگرای معمولی دارای عملکرد لرزه‌ای مناسبی نسبت به زلزله‌های نزدیک به گسل می‌باشند. مهاربند کمانش تاب دررفت کمتری نسبت به دو سیستم دیگر دارا می‌باشد.

۲-۵- شاخص خسارت شکل پذیری

شاخص خرابی شکل پذیری جهت سنجش رفتار الاستیک المانها به کار گرفته می‌شود. در این شاخص از اتلاف انرژی صرف نظر می‌شود. این شاخص براساس رابطه (۲) بدست می‌آید:

$$DI = \frac{\theta_m}{\theta_y} \quad (2)$$

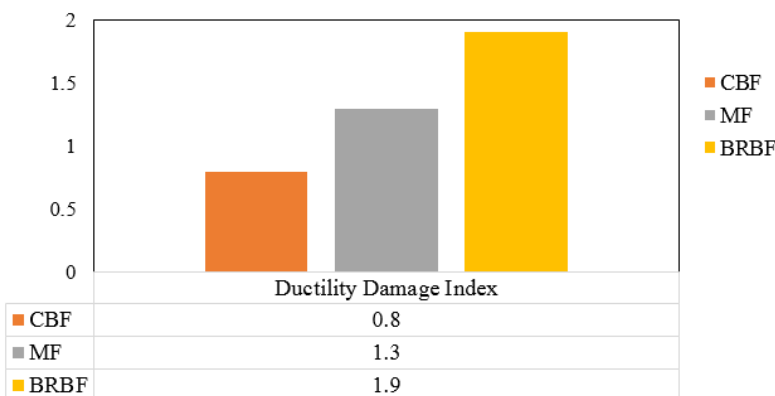


در رابطه (۲)، θ_m حداکثر چرخش ایجاد شده در حین تحلیل تاریخچه زمانی و θ_y چرخش حد تسلیم است که براساس نشریه شماره ۳۶۰ دستور العمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود مقادیر آن برای مقاطع تیر و ستون به ترتیب با استفاده از روابط (۳) و (۴) بدست می‌آید:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye} L_b}{6EI_b} \quad (۳)$$

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye} L_c}{6EI_c} \left[1 - \frac{P}{P_{ye}} \right] \quad (۴)$$

در روابط فوق، Z اساس مقطع خمیری، F_{ye} تنش حد تسلیم مورد انتظار برای مصالح، L_b و L_c به ترتیب طول تیر و ارتفاع ستون، E ضریب ارتجاعی، I_b و I_c به ترتیب لنگر اینرسی تیر و ستون، P نیروی محوری عضو در تغییر مکان هدف در مرحله ی آغاز محاسبات در تحلیل دینامیکی غیر خطی و P_{ye} نیروی محوری حد تسلیم مورد انتظار در عضو می باشند. با توجه به شاخص خرابی شکل پذیری چنانچه مقادیر حاصله از این شاخص بیش از عدد یک گردد نشان دهنده ی آن است که در المانها تسلیم رخ داده است و المانها دچار تغییر شکل ماندگار شده اند. تغییر شکل بیشینه از نمودار تاریخچه زمانی بار-تغییر شکل سازه، تحت بارگذاری اعمال شده به دست می‌آید. کمیت تغییر شکل می‌تواند شامل جابجایی، چرخش و غیره باشد. در سطح سازه‌ای، معمولاً جابجایی و یا جابجایی نسبی بکار گرفته می‌شوند. مشکل استفاده از نسبت شکل‌پذیری این است که این نسبت شامل زمان و محتوای فرکانسی زمین‌لرزه نمی‌باشد. همچنین تعیین نقطه جاری شدن، می‌تواند بسیار دشوار باشد به ویژه در سازه‌های عظیم. در شکل (۱۱) مقدار شاخص شکل‌پذیری قاب‌های مورد مطالعه تحت زلزله‌ی بحرانی ارائه شده است. قاب دارای مهاربند کمانش دارای شکل‌پذیری معادل ۱/۹ است. هر چه قدر میزان شکل‌پذیری از یک بیشتر باشد، میزان پلاستیک شدن افزایش می‌یابد.



شکل ۱۱: شاخص خسارت شکل‌پذیری مدل‌های مورد بررسی تحت زلزله‌ی بحرانی.



۵-۳- شاخص خسارت گسیختگی

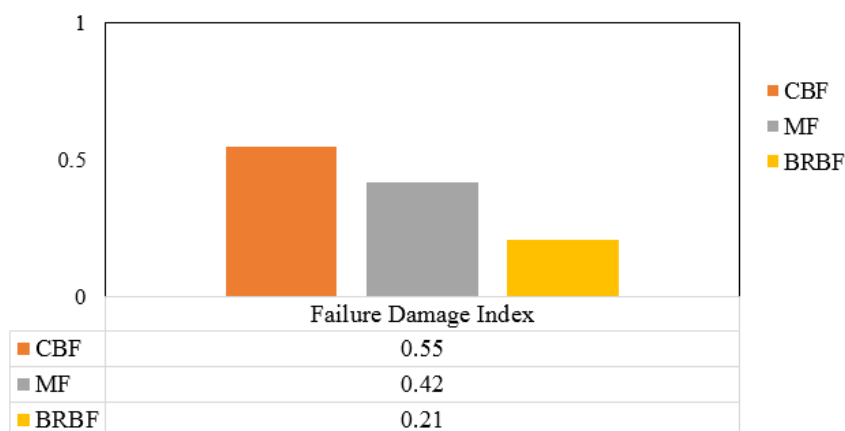
این شاخص مبین آن است که در عضو گسیختگی رخ داده است. مقدار عددی شاخص خرابی گسیختگی با استفاده از رابطه (۵) بدست می آید:

$$DI = \frac{\theta_m}{\theta_u} \quad (5)$$

در رابطه فوق θ_u نشان دهنده چرخش نهایی عضو می باشد، که مقدار آن بر مبنای معیارهای پذیرش در نشریه شماره ۳۶۰ دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود برای مقاطع تیر ها و ستونهای سازه های مورد مطالعه بر اساس رابطه (۶) محاسبه می شود:

$$\theta_u = 8 * \theta_y \quad (6)$$

چنانچه مقدار θ_u در عضوی بیش از عدد یک شود، بیانگر آن است که در عضو گسیختگی صورت گرفته است. مطابق شکل (۱۲)، شاخص خسارت گسیختگی مدل های مورد بررسی تحت زلزله ی بحرانی ارائه شده است. مقدار شاخص خسارت گسیختگی قاب دارای مهاربند کمناش تاب معادل ۰/۲۱ است که نسبت به دو سیستم دیگر این میزان خرابی حداقل است.



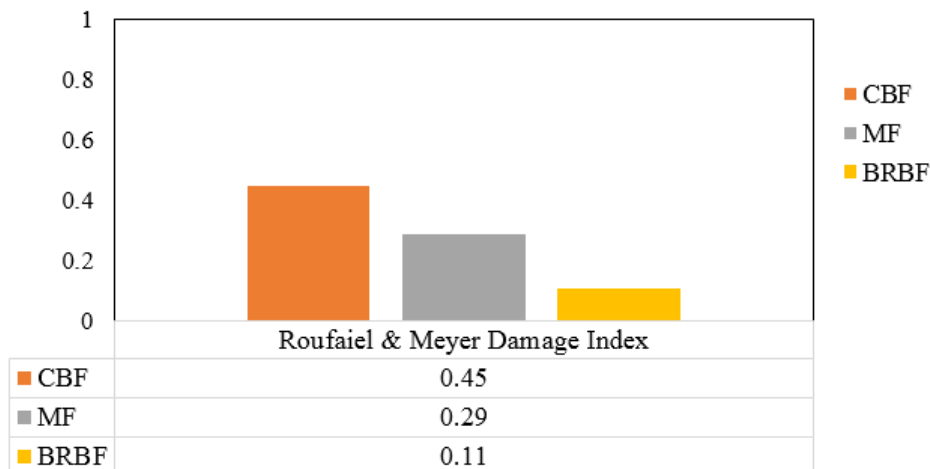
شکل ۱۲: شاخص خسارت گسیختگی مدل های مورد بررسی تحت زلزله ی بحرانی.

۵-۴- شاخص خسارت رافائل و میر

رافائل و میر، شاخص خسارتی به صورت ذیل برای سازه های فولادی پیشنهاد نمود:

$$DI = \frac{d_m - d_y}{d_u - d_y} \quad (7)$$

d_m : تغییرمکان ماکزیمم در اثر زلزله؛ d_u : تغییرمکان نهایی؛ d_y : تغییرمکان تسلیم؛ مطابق شکل (۱۳)، میزان شاخص رافائل و میر قا دارای مهاربند همگرا از سایر قابها بیشتر است و میزان خرابی زیاد است.



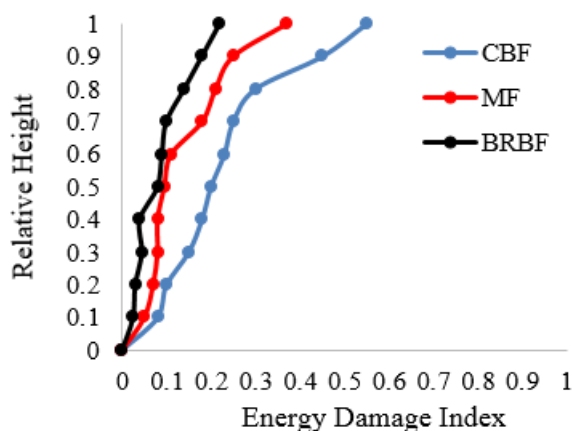
شکل ۱۳: شاخص خسارت رافائل و میسر مدل‌های مورد بررسی تحت زلزله بحرانی.

۵-۵- شاخص خسارت انرژی

شاخص خرابی انرژی، برخلاف شاخص خرابی شکل‌پذیری، فقط انرژی تلف‌شده توسط المان‌ها را لحاظ می‌کند و تغییر شکل آن‌ها را در نظر نمی‌گیرد. از مزیت‌های شاخص‌ها اثر مدت زمان زلزله را در رفتار سازه لحاظ می‌کنند و میزان خرابی به صورت تجمعی محاسبه می‌گردد. شاخص خرابی انرژی مطابق رابطه‌ی (۲) تعریف شده است:

$$DI_{Energy} = \frac{EH/M_y\theta_y}{(\theta_u/\theta_y - 1)} \quad (۸)$$

در روابط EH، انرژی تلف‌شده توسط المان‌ها و M_y لنگر حد تسلیم عضو می‌باشد. شاخص خسارت انرژی مطابق شکل (۱۴) ارائه شده است. با افزایش ارتفاع، میزان خسارت ناشی از زلزله افزایش می‌یابد.



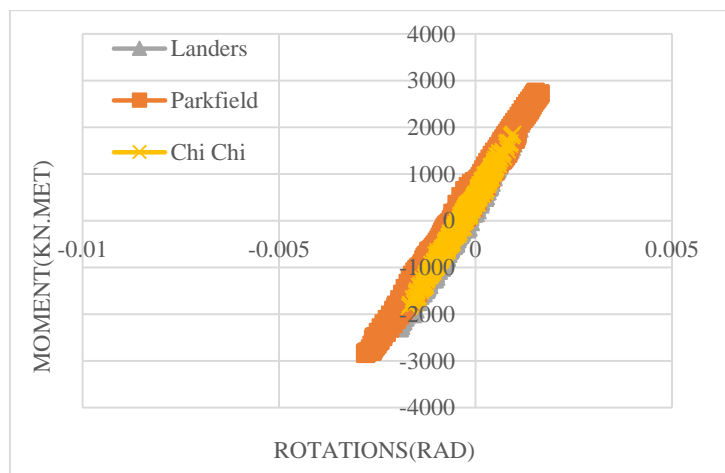
شکل ۱۴: شاخص خسارت انرژی مدل‌های مورد بررسی تحت زلزله بحرانی.



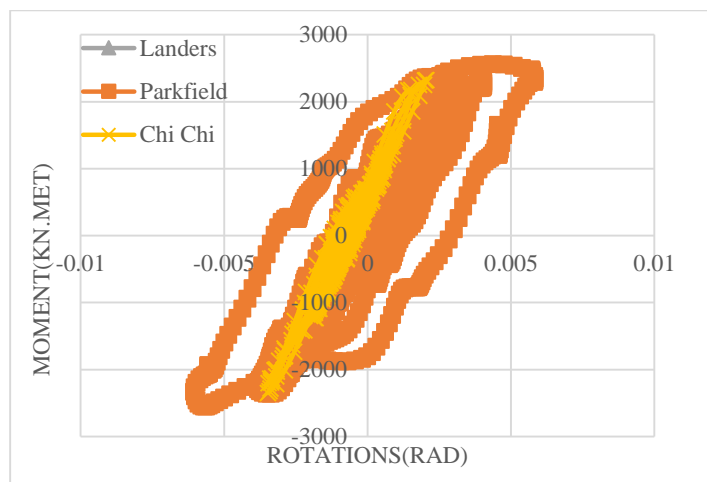
به طور کلی منحنی هیستریزیس به نمودار نیرو- تغییر مکان (مان- انحنا و ...) پاسخ یک متریال، المان و یا سیستم سازه ای اطلاق می شود. بنابراین کاملاً مرتبط با مشخصات رفتاری سیستم مورد مطالعه می باشد. البته در مواردی هم مثل سیستم های میراگر ویسکوز به نحوه بارگذاری نیز وابسته می باشد، اما به طور کلی برای المان های سازه ای متعارف (تیر، ستون، دیوار و...) کاملاً وابسته به مشخصات رفتاری المان می باشد و تقریباً تاثیر زیادی از نحوه بارگذاری نمی پذیرد. رسم نمودار هیستریزیس یک سازه که در آن، تغییرات برش پایه در مقابل تغییر مکان بام به نمایش درآمده است، می تواند به خوبی رفتار کلی سازه را در بارگذاری های لرزه ای مشخص نماید. مطابق جدول (۳)، میزان انرژی تلف شده تحت زلزله های نزدیک گسل ارائه شده است. شکل های (۱۵) تا (۱۷)، منحنی های هیستریزیس قاب های مورد مطالعه را تحت زلزله های مدنظر نشان می دهد.

جدول ۳: انرژی تلف شده تحت زلزله های نزدیک گسل بر حسب (Kgf-m).

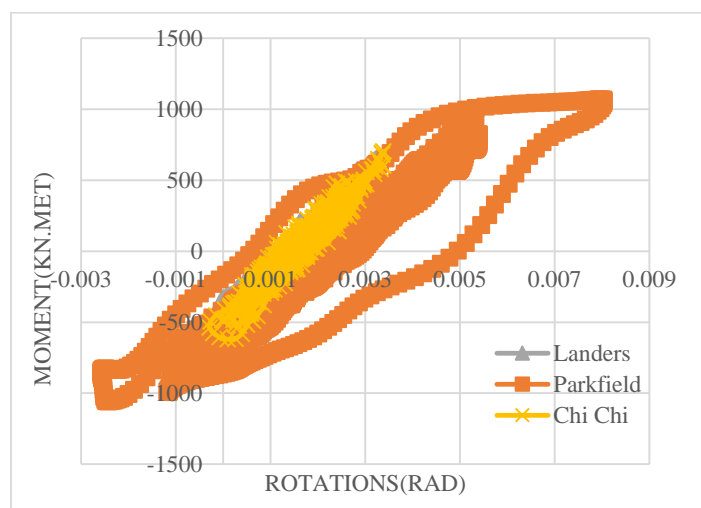
نام زلزله	BRBF	CBF	MF
Chi-Chi	۵۲۵۴/۵	۲۵۶۷/۸	۴۳۷۸/۷
Parkfield	۶۳۷۸/۱	۱۴۵۶/۶	۳۷۸۹/۶
Landers	۳۴۵۶/۳	۱۲۳۵/۸	۲۳۴۵/۲
Mean	۵۰۲۹/۶	۱۷۵۳/۴	۳۵۰۴/۵
Eq./Mean	۱	۰/۳۵	۰/۶۹



شکل ۱۵: انرژی هیستریزیس مهاربند همگرای هشتی.



شکل ۱۶: انرژی هیستریزیس قاب خمشی.



شکل ۱۷: انرژی هیستریزیس مهاربند کمانش تاب.

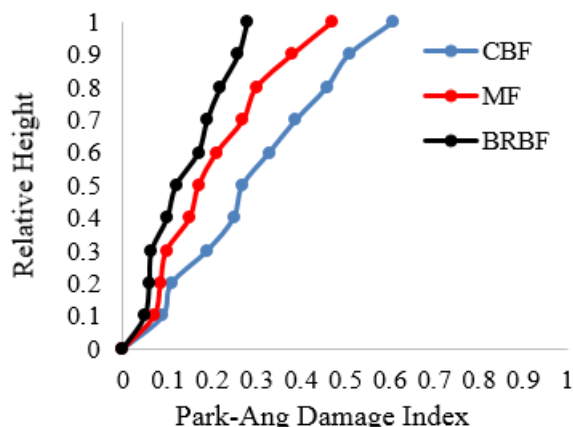
۵-۶- شاخص خسارت پارک-انگ

شاخص‌هایی که اثرات تغییر شکل و انرژی تلف‌شده المان‌ها را توأماً لحاظ کند، بیشتر می‌تواند قابل اعتماد باشد. بدین منظور شاخص خرابی پارک انگ مطابق رابطه‌ی (۹) تعریف شده است. این شاخص کاربرد گسترده‌ای در مطالعات بررسی میزان خرابی المان‌های تیر بتنی دارد و در مورد المان‌های فولادی نیز مورد استفاده قرار گرفته است:

$$DI_{Park-Ang} = \frac{\theta_m}{\theta_u} + \beta \frac{EH}{M_y \theta_u} \quad (9)$$



مقدار عددی β به صورت تجربی ۰/۱۵ تعریف شده است. شاخص خرابی پارک انگ از جمله توابع خرابی است که محدوده بندی مشخصی جهت بیان مفهوم فیزیکی اعداد این شاخص ارائه می کند. مقادیر بزرگتر از یک شاخص شکست و فروریختگی المان یا سازه را نشان می دهد. شاخص خسارت پارک-انگ مطابق شکل (۱۸) ارائه شده است.



شکل ۱۸: شاخص خسارت پارک-انگ مدل های مورد بررسی تحت زلزله ی بحرانی.

۶- جمع بندی و نتیجه گیری

برای بررسی وضعیت آسیب پذیری لرزه ای و تعیین خسارت لرزه ای سیستم های مقاوم جانبی لرزه ای مانند قاب خمشی، مهاربند همگرای معمولی، مهاربند کمانش تاب، پس از طراحی اعضای قاب های مذکور در نرم افزار SAP سپس قاب های طراحی شده به نرم افزار اجزا محدودی *SeismoStruct 2018* انتقال داده شده تا تحت شتابنگاشت زلزله های حوزه نزدیک به گسل مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی قرار گیرد و عملکرد لرزه ای مورد بررسی قرار گرفته است. مهم ترین یافته های حاصل از این مقاله به شرح ذیل قابل ذکر می باشد:

- ۱- در قاب فولادی مجهز به مهاربند همگرا میزان دریافت نسبت به سایر سیستم های سازه ای بیشتر بوده است.
- ۲- جابجایی بیشینه تحت زلزله نزدیک گسل پارکفیلد بیشینه و تحت زلزله لندرز کمینه می باشد.
- ۳- تغییر مکان نسبی قاب مذکور براساس نشریه بهسازی در طبقات انتهایی بیشینه بوده است ولی سازه ها به مرحله فروریزش نمی رسد.
- ۴- انرژی هیستریزس در مهاربند کمانش تاب بیشتر اتلاف شده است و کم ترین اتلاف انرژی هیستریزس مربوط به مهاربند همگرای هشتی می باشد.
- ۵- میزان دریافت تحت زلزله های نزدیک گسل در حد سطح عملکردی *LS* در نشریه بهسازی ۳۶۱ می باشند.
- ۶- سیستم های مختلف تحت زلزله های نزدیک گسل دچار فروریزش نمی شود.
- ۷- قاب دارای مهاربند کمانش تاب تحت زلزله های حوزه نزدیک گسل دارای دریافت کم هستند و در نتیجه آسیب کمتری به اعضای سازه ای وارد می شود در حالی که در سیستم مهاربند همگرای معمولی به دلیل کمانش، دارای دریافت بیشینه می باشند.
- ۸- در سیستم سازه ای با مهاربند کمانش تاب، به علت قابلیت شکل پذیری بالا و تمرکز نیروهای ناشی از زلزله در مهاربندها باعث افزایش انعطاف پذیری آن در برابر نیروی جانبی زلزله می شود.
- ۹- سیستم سازه ای مهاربند کمانش تاب دارای عملکرد لرزه ای بهتری نسبت به دو سیستم قاب خمشی و مهاربند همگرا می باشد.



۱۰- قاب دارای مهاربند کمانش تاب از منظر شاخص‌های خسارت لرزه‌ای انرژی و پارک-انگ معادل حداکثر مقادیر ۰,۲ و ۰,۲۵ می‌باشند. خرابی در ناحیه کم می‌باشد ولی سایر قاب‌های مورد مطالعه نظیر قاب خمشی و قاب دارای مهاربند همگرا به ترتیب دارای خرابی متوسط و زیاد می‌باشند.

۱۱- مطابق شاخص خسارت شکل‌پذیری، قاب دارای مهاربند کمانش تاب عملکرد بهتری در ناحیه غیرخطی دارد چون کاملاً وارد ناحیه‌ی پلاستیک می‌شود و مقدار شاخص شکل‌پذیری معادل ۱,۹ است.

۱۲- مطابق شاخص‌های خسارت گسیختگی و رافائل و میر، حداقل و حداکثر میزان خرابی به ترتیب متعلق به قاب‌های مهاربند کمانش تاب و مهاربند همگرا می‌باشد.

۷- مراجع

- [1]- Hashemi, S., Pouraminian, M., Sadeghi, A., 2021, **Seismic Fragility Curve Development of Frames with BRB's Equipped with Smart Materials subjected to Mainshock-Aftershock Ground Motion**, Journal of Structural and Construction Engineering, (In Persian).
- [2]- Pouraminian, M., Hashemi, S., Sadeghi, A., Pourbakhshian, S., 2020, **Probabilistic Assessment the Seismic Collapse Capacity of Buckling-Restrained Braced Frames Equipped with Shape Memory Alloys**, Journal of Structural and Construction Engineering, (In Persian).
- [3]- Hazus, M. H., 1999, **Advanced Engineering Building Module**, Federal Emergency Management Agency.
- [4]- Shiga, T., Shibata, A., Takahashi, T., 1968, **Earthquake damage and wall index of reinforced concrete buildings**, Proceeding Ohoku District Symposium., Architectural Institute of Japan.
- [5]- Yang, Y., and Yang, L., 1980, **Empirical Relationship between Damage to Multistory Brick Buildings and Strength of Walls during the Tangshan Earthquake**, Proc. 7th World Conf. On Earthquake Engineering, 6, 501-508.
- [6]- Williams, M. S., and Sexsmith, R. G., 1995, **Seismic damage indices for concrete structures: a state-of-the-art review**, Earthquake Spectra, 11(2).
- [7]- Krawinkler, H. And Zohrei, M., 1983, **Cumulative Damage in Steel Structures Subjected to Earthquake Ground Motions**, Compute and Structure, 16, 1-4, 531-554.
- [8]- Park, Y. J., Reinhorn, A. M., and Kunnath, S.K., 1987, **Inelastic Damage Analysis of Frame Shear Wall Structure**, Technical Report NCEER 87-0008.
- [9]- Park, Y. J., Ang, A. H. S., 1985, **Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete**, Journal of Structural Engineering, ASCE, 111, 3, 722-739.
- [10]- Roufaiel, M. S. L., and Meyer C., 1987, **Analytical Modelling of Hysteretic Behavior of R/C Frames**, Journal of Structure Engineering, 113, 3, 429-444.
- [11]- Gerami, M. and Daaneshjoo, F., 2010, **Study the Function of Deformation Energy Parametric Assessing Seismic Damages in Steel Frames**, Journal of Earthquake Engineering.
- [12]- Jeong, S. H. and Elnashai, A. S., 2006, **New three-dimensional damage index for RC buildings with planar irregularities**, Journal of Structural Engineering, 132, 9, 1482-1490.



- [13]-Sadeghi, K., 2011, **Energy based structural damage index based on nonlinear numerical simulation of structures subjected to oriented lateral cyclic loading**, International Journal of Civil Engineering, 9, 3, 155-164.
- [14]-Van Cao, V. and Raonagh, H. R., 2014, **Correlation between seismic parameters of far-fault motions and damage indices of low-rise reinforced concrete frames**, soil dynamic and earthquake engineering, 66, 102-112.
- [15]- Kazemi, H., Ashtiany, M., and Azarbakht, A., 2015, **Development of Fragility Curves by using New Spectral Shape Indicators and a Weighted Damage Index: Case Study of the City of Mashhad, Iran**, Journal of Earthquake Engineering and Structural Vibration, 18-32.
- [16]- Jeong, G.D., 1988, **the Effect of Earthquake Duration on the Damage of Structures**, Earthquake Engineering and Structural Dynamic, 16, 1201-1211.
- [17]- Rajeev, P. and Wijesundara, K. K., 2014, **Energy-based damage index for concentrically braced steel structure using continuous wavelet transform**, Journal of Constructional Steel Research, 103, 241-250.
- [18]-Emami, A. R. and Halabian, A. M., 2015, **Spatial distribution of ductility demand and damage index in 3D RC frame structures considering directionality effects**, The Structural Design of Tall and Special Buildings, 24, 16, 941-961.
- [19]-Mirzaaghabeik, H. and Vosoughifar, H. R., **Comparison between quality and quantity seismic damage index for LSF systems**, Engineering Science and Technology, an International Journal, 19, 497-510.
- [20]- Sadeghi, A., Kazemi, H., and Hashemi, S. V., 2018, **Prioritization and assessment of the existing damage indices in steel moment-resisting framed structures**, Journal of Civil Engineering and Structures, 2, 3, 20-42.
- [21]-Sadeghi, A., Hashemi, S., and Mehdizadeh, K., 2020, **The Performance Investigation of Deformation and Energy Parameters in Seismic Damage Assessment of Steel Structures**, New Approaches in Civil Engineering, 3, 4, 1-23 (In Persian).
- [22]- Mehdizadeh, K., Afraei, M., Sadeghi, A., and Hashemi, S., 2020, **Investigation the Performance of Irregular Steel Moment-Resisting Frame Structure under the Progressive Collapse Using nonlinear Static and Dynamic Methods**, New Approaches in Civil Engineering, 4, 2, 23-47 (In Persian).
- [23]-Almansa, L., Medina, J., and Oller, S., 2012, **A Numerical Model of the Structural Behavior of Buckling Restrained Braces**, Engineering Structures, 41, 108-117.
- [24]-Tremblay, R. and Bouatay, N., 2002, **Loading protocols for the seismic testing of ductile bracing members in concentrically braced steel frames**, Proc. 11th European Conference on Earthquake Engineering, Cambridge, England.
- [25]- INBC., 2013, **Design Loads for Buildings**, Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 6 (In Persian).
- [26]- INBC., 2013, **Design and Construction of Steel Structures**, Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 10 (In Persian).
- [27]- BHRC., 2014, **Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings**, Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800, 4th edition. (In Persian).



- [28]- SAP, 2002, **Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three Dimensional Structures**, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California.
- [29]- SeismoSoft's, 2018, **SeismoStruct, a computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures**.
- [30]-Menegotto, M. and Pinto, P. E., 1973, **Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending**, International Association for Bridge and Structural Engineering, 15-22. Zurich, Switzerland.
- [31]- Next Generation Attenuation of Ground Motions (Nga) Project, 2006.