

ارزیابی ریسک لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی مقاوم‌سازی شده بر اساس FEMA P-58، یک مطالعه موردی: ساختمان مدارس در کرمانشاه

شاهین صیاد^۱، مرتضی رئیسی دهکردی^{۲*}، غلامرضا قدرتی امیری^۳، مهدی اقبالی^۴، دل‌باز صمدیان^۵

۱- کارشناس ارشد مهندسی عمران - مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران.
(shahin.sayyad@phd.unict.it)

۲- دانشیار، مرکز مطالعات مخاطرات طبیعی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران.
(mraissi@iust.ac.ir) (نویسنده مسئول)

۳- استاد، مرکز مطالعات مخاطرات طبیعی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران. (ghodrati@iust.ac.ir)

۴- استادیار، آزمایشگاه تحقیقاتی شبیه سازی هیبرید سازه ای، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان، زنجان، ایران.
(eghbali@znu.ac.ir)

۵- کارشناس ارشد مهندسی عمران، مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران. (delbaz70@semnan.ac.ir)

Shahin Sayyad^a, Morteza Raissi Dehkordi^b, Gholamreza Ghodrati Amiri^c, Mahdi Eghbali^d, Delbaz Samadian^e

^a Graduated M.Sc. in Earthquake Engineering, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran. (shahin.sayyad@phd.unict.it)

^b Associate Professor, Natural Disasters Prevention Research Center, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran. (mraissi@iust.ac.ir)

^c Professor, Natural Disasters Prevention Research Center, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran. (ghodrati@iust.ac.ir)

^d Assistant Professor, Structural Hybrid Simulation Research Lab, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Zanjan, Zanjan, Iran. (eghbali@znu.ac.ir)

^e Graduate Student, School of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran. (delbaz70@semnan.ac.ir)

* Corresponding author: Morteza Raissi Dehkordi, Ph.D., Associate Professor, Natural Disasters Prevention Research Center, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran, Tel.: +98 2173228183, Fax: +98 2177240398, E-mail address: (mraissi@iust.ac.ir), Postal Address: School of Civil Engineering, Iran University of Science & Technology P.O. Box:16765-163, Narmak Tehran 16846-13114, Iran.

خطر زلزله از گذشته، همواره به عنوان تهدیدی جدی برای شهرها و زیرساخت‌های حیاتی کشور شناخته می‌شود. مدارس باید به عنوان نماینده‌ای از زیرساخت آموزشی و محلی که دانش‌آموزان زمان زیادی را در آن سپری می‌کنند از عملکرد لرزه‌ای بالایی برخوردار باشند. از این رو عملکرد آنها باید به روشی به‌روز و احتمالاتی ارزیابی شود. در این مطالعه به کمک سازمان نوسازی، توسعه و تجهیز مدارس کشور یک مدرسه فولادی در شهر کرمانشاه انتخاب شده و با استفاده از متدولوژی FEMA P-58، ریسک لرزه‌ای آن، قبل و پس از بهسازی ارزیابی شده است. سیستم باربر جانبی در ساختمان این مدرسه، در یک راستا قاب ساده به همراه مهاربندهای فولادی همگرای معمولی و در راستای دیگر قاب ساده به همراه مهاربندهای فولادی واگرا می‌باشد که به علت عدم کفایت کافی در برابر بارهای لرزه‌ای، نیازمند به مقاوم‌سازی شناخته شده است. در طرح بهسازی، پیشنهاد شده است که در بعضی از دهانه‌ها، مهاربندهای موجود با مهاربندهایی با مقاطع بزرگ‌تر جایگزین شود. در این مطالعه، با استفاده از تحلیل ریسک لرزه‌ای توزیع احتمال هزینه تعمیر و زمان تعمیر برای اعضای مختلف سازه‌ای و غیرسازه‌ای در ۳ سطح خطر لرزه‌ای ۵۰٪، ۱۰٪ و ۲٪ در ۵۰ سال به دست آمده است. در مطالعه حاضر، با اتخاذ رویکردی احتمالاتی، سعی شده تا میزان خسارات مالی به سازه و زمان تعمیر پس از زلزله با قابلیت اعتماد بیشتری ارزیابی شود و بجای اکتفا به مقایسه پاسخ‌های سازه‌ای با استفاده از تحلیل‌های مرسوم مانند تحلیل دینامیکی فزاینده و یا تحلیل استاتیکی غیرخطی، جزئیات بیشتری از جمله پاسخ اعضای غیرسازه‌ای و همچنین هزینه تعمیر و زمان تعمیر مورد ارزیابی قرار بگیرد تا برای ذی‌نفعان هم مقایسه ملموس‌تر باشد. نتایج نشان می‌دهد که در تمامی سطوح خطر لرزه‌ای، افزایش سختی سازه پس از بهسازی منجر به کاهش خسارت در اعضای حساس به جابه‌جایی و افزایش خسارت در اعضای حساس به شتاب می‌شود. باین حال به علت غالب بودن تعداد اعضای حساس به جابه‌جایی در نمونه مورد مطالعه، مجموع خسارات مالی و زمان تعمیر پس از بهسازی کاهش یافته است که البته به علت محدودیت سطح بهسازی پیشنهادی، میزان کاهش قابل توجه نمی‌باشد. متدولوژی مذکور به عنوان یک روش به‌روز در این مطالعه مورد استفاده و بررسی قرار گرفته است تا کمبودها و عدم تطابق‌های احتمالی آن برای استفاده بومی در کشور عزیزمان ایران شناسایی شود و توسعه این روش را برای کاربردهای غیر تحقیقاتی امکان‌سنجی کند.

کلمات کلیدی

متدولوژی FEMA P-58، ریسک لرزه‌ای، تحلیل خطر لرزه‌ای احتمالاتی، منحنی‌های شکنندگی، هزینه تعمیر، زمان از کارافتادگی

شه‌رنشینی با افزایش سریع جمعیت شهری همراه است که می‌تواند با افزایش ریسک لرزه‌ای همراه باشد. زلزله‌های ویرانگر در سال‌های اخیر نشان می‌دهد که بسیاری از شهرها از تنومندی کافی برای مقابله با زلزله برخوردار نیستند که اغلب منجر به تلفات جانی و خسارات گسترده اقتصادی می‌شود. به‌عنوان مثال می‌توان به زمین‌لرزه‌هایی که در کرایست چرچ نیوزلند در سال ۲۰۱۰ و ۲۰۱۱ رخ داده است، اشاره کرد [۱]. همچنین، زمین‌لرزه بزرگ ژاپن شرقی، سونامی ناشی از زلزله و نشت هسته‌ای [۲]، زمین‌لرزه بم در سال ۱۳۸۲ [۳] و زمین‌لرزه ازگله - سرپل ذهاب در سال ۱۳۹۶ [۴، ۵] نمونه‌هایی از وقوع فجایع انسانی ناشی از عدم استحکام زیرساخت‌های موجود شهری در مناطق مختلف جهان است و بنابراین، ارزیابی ریسک لرزه‌ای و افزایش تنومندی شهرها و زیرساخت‌ها در برابر زلزله امری حیاتی می‌باشد. مطالعات مربوط به ارزیابی ریسک لرزه‌ای در مهندسی عمران رایج‌تر و کاربردهای آن نسبتاً وسیع است؛ یکی از روش‌های نوین مبتنی بر ریسک در ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها روش FEMA P-58 است که با استفاده از آن توزیع احتمال پیامدهای لرزه‌ای محاسبه می‌گردد. اساس تحلیل ریسک به روش FEMA P-58 به روش انتگرال سه‌گانه PEER، ارائه‌شده توسط Cornell و Krawinkler [۶] برمی‌گردد. از آنجایی که حل این انتگرال سه‌گانه دشوار بود، تا سال ۲۰۰۹ از این روش استفاده چندان نمی‌شد. Yang و همکاران [۷] در مقاله‌ای در سال ۲۰۰۹، روشی را برای حل این انتگرال بر اساس نمونه‌گیری ارائه دادند. FEMA P-58 نرم‌افزار محاسبه‌گر الکترونیکی عملکرد^۱ (PACT) [۸] را در سال ۲۰۱۲ ارائه داده است. PACT ابزاری برای محاسبات الکترونیکی و مخزنی از داده‌های شکنندگی و پیامد است که محاسبات احتمالاتی و انباشت خسارات مشروحه در متدولوژی را انجام می‌دهد. این نرم‌افزار بستری کاربرپسند را برای محاسبات خسارت مبتنی بر سناریو، مبتنی بر شدت و مبتنی بر زمان فراهم می‌کند و می‌تواند نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و همچنین تحلیل ساده‌شده را در خود جای دهد. Zeng و همکاران [۹] در سال ۲۰۱۶ روش پیش‌بینی خسارت لرزه‌ای که توسط FEMA P-58 (آژانس مدیریت اضطراری فدرال [۱۰، ۱۱]) پیشنهاد شده است را از یک ساختمان تکی به یک جامعه گسترش دادند که می‌تواند ضرر اقتصادی و زمان از کارافتادگی را برای تعیین میزان تاب‌آوری آن منطقه فراهم کند. Joyner و Sasaki [۱۲] در سال ۲۰۲۰، مطالعه‌ای در زمینه تأثیر پارامترهای طراحی بر ریسک لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی مسلح با استفاده از روش FEMA P-58 انجام دادند. Yazdanpanah و همکاران [۱۳] در سال ۲۰۲۱، یک رویکرد غیر مبتنی بر مدل را برای ارزیابی خسارات لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی با قاب‌های مهاربندی واگرا^۲ ارائه دادند. از یک پایگاه داده گسترده برای پیش‌بینی پارامترهای تقاضای مهندسی (EDPs)، از جمله نسبت‌های جابجایی نسبی طبقه ماکزیمم و پسماند، ماکزیمم دوران تیر پیوند طبقه و همچنین حداکثر شتاب مطلق طبقه در ارتفاع ساختمان‌ها استفاده شده تا ارزیابی خسارات مالی ناشی از فروپاشی کامل، تخریب و تعمیر اعضای سازه و غیر سازه‌ای تخمین زده شود. در این مطالعه پایگاه داده شامل معیار شدت لرزه‌ای، ویژگی‌های حساس به خسارت تصفیه‌شده بر اساس موجک بهبودیافته، اطلاعات هندسی و پارامترهای نیاز مهندسی مدل‌های ۴۸ و ۱۶ طبقه که از تحلیل دینامیکی فزاینده^۴ تحت ۴۴ رکورد زلزله حوزه دور مستخرج شده‌اند، می‌باشد. علاوه بر این، یک مطالعه کامل بر روی انتخاب بهینه معیارهای شدت پیشنهادی در ادبیات به‌عنوان متغیر ورودی معادلات پیش‌بینی از طریق تحلیل حساسیت مبتنی بر قابلیت اطمینان انجام شده است. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که پارامترهای نیاز مهندسی مبتنی بر سناریو و همچنین خسارات اقتصادی مورد انتظار مربوط به آن در ساختمان‌های فولادی واگرا در مقایسه با آن‌هایی که از تحلیل‌های دینامیکی فزاینده به‌دست می‌آیند، با دقت بیشتری پیش‌بینی می‌شوند. در نتیجه، رویکرد غیرمبتنی بر مدل پیشنهادی، مسیر را برای ارزیابی سریع خسارت اقتصادی ناشی از زلزله در ساختمان‌های فولادی همگرا در عملیات اضطراری هموار می‌کند. Ozcelik و Kor [۱۴] در سال ۲۰۲۲، ساختمان‌های فولادی همگرا را بررسی کردند. هدف این مطالعه ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های فولادی با قاب مهاربندی همگرای طراحی‌شده بر اساس آیین‌نامه ملی طراحی لرزه‌ای ترکیه، TBEC 2018 است که اخیراً بازبینی و منتشر شده و با تغییرات مختلف در طراحی لرزه‌ای و جزئیات سازه‌های فولادی به اجرا درآمده است. برای این منظور، روش مشخص‌شده در FEMA P-695 مورد بهره‌برداری قرار گرفت. مجموعه‌ای از نمونه‌های شاخص با در

¹ Electronic Performance Assessment Calculation Tool (PACT)

² Federal Emergency Management Agency (FEMA)

³ Eccentrically Braced Frames (EBFs)

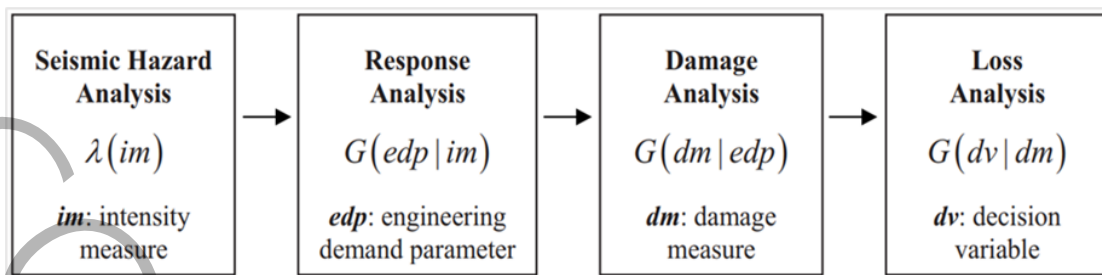
⁴ Incremental Dynamic Analysis (IDA)

نظر گرفتن شش ارتفاع مختلف ساختمان از ۷ متر تا ۴۲ متر، سه پهنای دهانه مختلف به صورت ۳،۷۵ متر، ۵ متر و ۷،۵ متر و دو دسته طراحی لرزه‌ای مورد بررسی قرار گرفت. در این مطالعه نیز از تحلیل دینامیکی فزاینده برای مقایسه رفتار لرزه‌ای نمونه‌های مختلف استفاده گردید. Terzik و همکاران در سال ۲۰۱۹ [۱۵]، پیامدهای استفاده از سه رویکرد مدل‌سازی مفهومی متفاوت برای دیوارهای برشی بتن مسلح (RC) را بر عملکرد لرزه‌ای چندین طرح ساختمان، از جمله ساختمان‌های اداری و بیمارستانی هم‌مرتبه و متوسط را با استفاده از متدولوژی FEMA P-58 بررسی کردند. Majdi و همکاران در سال ۲۰۲۱، به ارزیابی خسارات لرزه‌ای برای یک ساختمان بتن مسلح آموزشی با استفاده از روش FEMA P-58 در عراق پرداختند. [۱۷]. Samadian و همکاران [۱۸] در سال ۲۰۱۹، در یک مطالعه موردی و باهدف بررسی تأثیر مقاومت‌سازی بر بهبود تاب‌آوری لرزه‌ای، یک دبیرستان واقع در تهران را که در سال ۲۰۰۰ ساخته شده و با استفاده از دیوارهای برشی بتن مسلح حدود یک دهه بعد مقاومت‌سازی شده است، مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه برای ارزیابی تاب‌آوری لرزه‌ای مدرسه یادشده از هر دو منحنی آسیب‌پذیری و شکنندگی استفاده شده است. Samadian و همکاران [۵] در سال ۲۰۲۰، مطالعه‌ای را بر روی مدارس آسیب‌دیده از زلزله از گلی - سرپل ذهاب انجام دادند. حاصل این مطالعه در دو مقاله منتشر شد که در بخش اول به آسیب‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای پرداخته شد و در بخش دوم [۴]، فرایند پایداری و محاسبه تاب‌آوری صورت پذیرفت. Yekrangnia و همکاران [۱۶] در یک مطالعه موردی، ریسک لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی غیرمسلح محصورشده را برای ساختمان یکی از مدارس تهران بر اساس روش FEMA P-58 ارزیابی نمودند.

با این حال، باوجود نقش مهم روش مذکور در ادبیات فنی، کاربرد آن در ایران محدود بوده و نیاز به مطالعات بیشتر و به‌کارگیری آن در طیف وسیعی از ساختمان‌های موجود در کشور دارد. مطالعه حاضر سعی دارد تا با به‌کارگیری این روش احتمالاتی، عدم قطعیت در ارزیابی خسارات لرزه‌ای را دقیق‌تر کمی‌سازی کند. مطالعاتی که تا کنون در زمینه ارزیابی ریسک و تاب‌آوری لرزه‌ای ساختمان‌های مدارس در کشور انجام شده است بیشتر متوجه ساختمان‌های بتنی بوده و یا مطالعاتی که در زمینه رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی در کشور انجام شده بیشتر تا تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و یا فزاینده پیش رفته و متمرکز بر پاسخ‌های مهندسی سازه بوده است. از این رو، به کمک سازمان نوسازی، توسعه و تجهیز مدارس کشور یک مدرسه فولادی دوطبقه در شهر کرمانشاه انتخاب شده و با استفاده از متدولوژی FEMA P-58، ریسک لرزه‌ای آن، قبل و پس از بهسازی ارزیابی شده است. مطالعه حاضر تأکید بر هزینه و زمان تعمیر به‌جای پارامترهای مهندسی است تا بتواند برای سهام‌داران و تصمیم‌گیرندگان که احتمالاً با مفاهیم مهندسی سازه آشنایی کمتری دارد قابل‌لمس‌تر باشد و همچنین با اتخاذ رویکردی مبتنی بر ریسک برآورد واقع‌بینانه‌تری را نسبت به عملکرد سازه داشته باشند. در این ساختمان سیستم باربر جانبی، در یک راستا قاب ساده به همراه مهاربندهای فولادی همگرای معمولی و در راستای دیگر قاب ساده به همراه مهاربندهای فولادی و اگر می‌باشد که به علت عدم کفایت کافی در برابر بارهای لرزه‌ای، نیازمند به مقاومت‌سازی شناخته شده است. در طرح بهسازی، پیشنهاد شده است که در بعضی از دهانه‌ها، مهاربندهای موجود با مهاربندهایی با مقاطع بزرگ‌تر جایگزین شود. در این مطالعه، با استفاده از تحلیل ریسک لرزه‌ای توزیع احتمال هزینه تعمیر و زمان تعمیر برای اعضای مختلف سازه‌ای و غیرسازه‌ای در ۳ سطح خطر لرزه‌ای ۵۰٪، ۱۰٪ و ۲٪ در ۵۰ سال به‌دست آمده است.

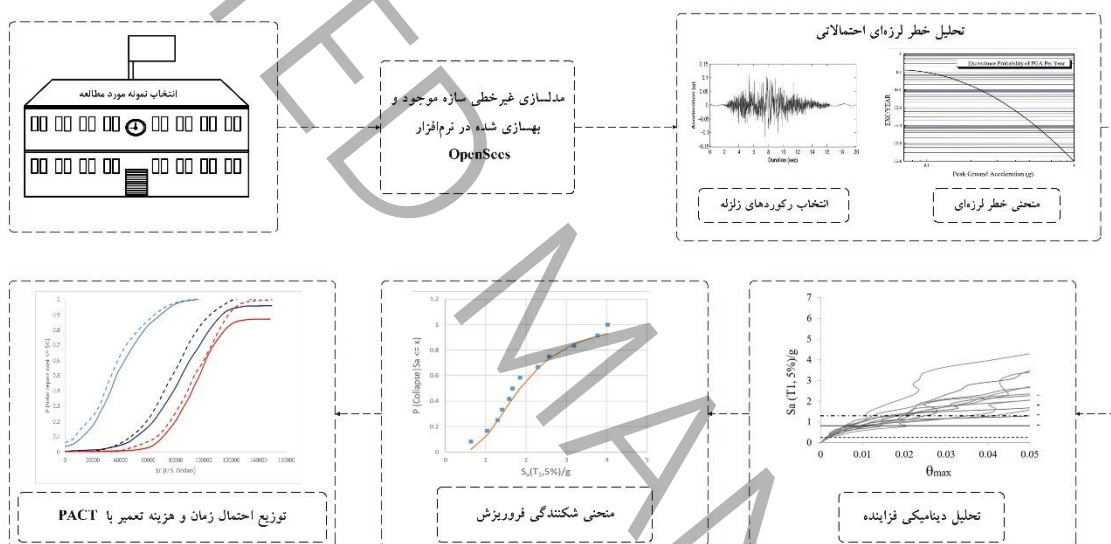
۲- تحلیل ریسک لرزه‌ای به روش FEMA P58

اساس تحلیل ریسک به روش FEMA P-58 به روش انتگرال سه‌گانه PEER، ارائه شده توسط Krawinkler و Cornell برمی‌گردد که به صورت معادله شماره (۱) می‌باشد. در روش مهندسی زلزله بر اساس عملکرد PEER بر اساس قانون احتمال کل روی سه مدل احتمال شرطی که به ترتیب عبارت‌اند از مدل پاسخ، مدل خرابی، مدل خسارت و منحنی خطر زلزله که در شکل (۱) ارائه شده است انتگرال گرفته می‌شود تا نرخ فراگذشت از خسارت مالی، خسارت جانی و زمان تعمیر به دست آید. بر اساس این مدل‌های چهارگانه مراحل روش تحلیل ریسک در این مطالعه در شکل (۲) ارائه شده است.



شکل ۱ چهارچوب ارزیابی عملکرد [۷]
Fig. 1. Performance evaluation framework

$$\lambda(dv < DV) = \int \int \int G(dv|dm) dG(dm|edp) dG(edp|im) d\lambda(im) \quad (1)$$



شکل ۲ مراحل انجام تحقیق
Fig. 2. Research Procedure Steps

۳- مشخصات مدل سازی

۳-۱- معرفی نمونه مورد مطالعه و طرح بهسازی آن

ساختمان دبستان رستگار در شهرستان کرمانشاه، واقع است. مطابق نقشه‌های سازه‌ای موجود، ساختمان موردنظر به صورت یک سازه اسکلت فلزی با قاب ساده می‌باشد که از مهاربندهای ضربدری و واگرا به عنوان سیستم باربر جانبی آن استفاده شده است. ساختمان دوطبقه با ابعاد کلی ۱۴/۴*۱۴/۷ متر می‌باشد. ساخت این ساختمان در سال ۱۳۷۸ پایان پذیرفته است، در حالی که سال شروع ساخت آن نامشخص است. در این ساختمان جهت انتقال بارهای ثقلی از سیستم اسکلت فلزی استفاده شده است. تیرهای اصلی با اتصالات مفصلی به ستون‌های فلزی سازه متصل شده‌اند. تیرچه‌ها در داخل تیرهای اصلی و در جهت طولی قرار گرفته‌اند. دیوارهای موجود در این ساختمان دارای ضخامت مناسبی هستند ولی با توجه به نتایج به دست آمده از مقاومت برشی ملاط و عدم وجود اتصال مناسب بین دیوار با سقف و تیرها، نمی‌توان نقش باربری برای آنها در نظر گرفت و اسکلت فلزی سازه، کل بارهای ثقلی را تحمل می‌نماید. سیستم سقف ساختمان در طبقات از نوع تیرچه‌بلوک و سیستم مقاوم لرزه‌ای در جهت طولی و عرضی تنها مهاربندی‌های فولادی همگرا و واگرا است و طی بررسی‌های صورت گرفته از صلبیت دیافراگم اطمینان حاصل شده است. ضمناً مهاربندی‌های اجرا شده در دو جهت در بعضی

OpenSees [۲۰] صورت گرفته و تأثیر هر دو آرایش مهاربندی همگرا و واگرا بر روی ریسک لرزه‌ای دبستان مورد بررسی قرار گرفته است. باتوجه به منظم بودن سازه، همان‌طور که در شکل (۳) نشان داده شده است قاب E به نمایندگی از راستای مهاربندی همگرا و قاب 5 به نمایندگی از راستای واگرا جهت مدل سازی دوبعدی انتخاب گردیده اند. این انتخاب به این علت بوده است که بیشترین میزان بهسازی در این دو قاب صورت گرفته است و در نتیجه نماینده بهتری برای مقایسه تاب‌آوری لرزه‌ای سازه، قبل و بعد از بهسازی می‌باشند.

در دو قاب مورد بررسی مقاطع ستون‌ها دابل IPE شماره ۱۶ و ۱۴ می‌باشد. در برخی از دهانه‌ها، تیرها دارای مقاطع IPE، در دهانه‌های دیگر دابل لانه‌زنبوری با شماره‌های ۱۶ و ۲۰ می‌باشند و همچنین مقاطع دابل نبشی با شماره‌های ۶ و ۸ برای اعضای مهاربندی تعریف شده است. در سازه دبستان رستگار در بعضی از دهانه‌ها از تیرهای خرپایی نیز استفاده شده است، اما دو قاب مورد بررسی فاقد این مقاطع هستند. باتوجه به گزارش مهندسین مشاور در سازه دبستان شاهد رستگار از فولاد ST37 استفاده شده که دارای تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال است و همچنین طبق جدول ۱-۲-۳-۱۰ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان [۲۱]، تنش تسلیم مورد انتظار فولاد برای مقاطع سازه برابر با ۱٫۲ تنش تسلیم فولاد ST37 در نظر گرفته شده است. برای تعریف مصالح فولادی از مدل Steel02 که توانایی مدل سازی اثر بوشینگر را دارد استفاده شده است. این مدل برای ساخت مصالح فولادی گیوفر و منگتو و پینتو [۲۲] با سخت‌شوندگی ایزوتروپیک به کار می‌رود. برای مدل سازی تیرها و ستون‌ها از المان‌های تیرستون غیرخطی مبتنی بر نیرو^۲ که توزیع گسترده پلاستیسیته^۳ را در طول المان در نظر می‌گیرد، همراه با پنج نقطه انتگرال‌گیری استفاده شده است. همچنین تبدیل هندسی P-Delta برای آن در نظر گرفته شده است. این دستور برای ساخت یک تبدیل مختصات خطی به کار می‌رود که سختی و نیروی مقاومت تیر را با انجام یک تبدیل هندسی خطی با در نظر گرفتن اثر P-Delta درجه دوم از سیستم پایه به سیستم مختصات کلی انتقال می‌دهد. طی محاسبات صورت گرفته توسط شرکت مهندسین مشاور، رفتار تیرهای پیوند در سازه مورد مطالعه، باتوجه به طول ۱٫۳ متری آن خمشی بوده و به همین دلیل مدل سازی آن به روش پلاستیسیته گسترده و مقطع قابیر^۴ دارای دقت نسبتاً خوبی می‌باشد. روش دقیق تر که در صورت رفتار برشی تیر پیوند اهمیت بیشتری پیدا می‌کند، روش پلاستیسیته متمرکز^۵ است که باتوجه به وجود مقاطع دابل لانه‌زنبوری به همراه ورق در تیرهای پیوند سازه مذکور، استفاده از این روش ممکن نیست. برای مدل کردن کماتش کلی مهاربندها در فشار، نیاز است که به آن مقداری خروج از مرکزیت داده شود و جهت اعمال این خروج از مرکزیت می‌بایست از تعدادی المان تیر و ستون غیرخطی استفاده شود که بر روی کماتی سینوسی قرار گرفته‌اند و این کمان سینوسی در نقطه رأس خود دارای خروج از مرکزیتی با مقدار دلخواه باشد. با این روش که توسط [۲۳] ارائه شده است، درواقع بجای استفاده از یک المان مشخص مانند المان خرپایی برای مهاربندها که قابلیت کماتش ندارد، می‌توان آن المان را با تعدادی المان کوتاه‌تر مش‌بندی کرده و با اعمال خروج از مرکزیت اولیه اثر کماتش کلی را در مهاربندهای سازه در نظر گرفت. سختی صفحه گاست و همین‌طور کماتش خارج از صفحه در محل اتصال صفحه گاست به مهاربند در نظر گرفته شده است. معمولاً دوران مهاربند در محل اتصال به صفحه گاست به صورت خارج از صفحه است که با استفاده از روابط ارائه شده توسط Hsiao [۲۳]، سختی تغییر شکل خارج از صفحه این اتصال در مدل دوبعدی با در نظر گرفتن یک فنر غیرخطی چرخشی با طول صفر با استفاده از ماده Steel01 در صفحه لحاظ می‌شود. علاوه بر این سختی نواحی صلب در چشمه اتصال تیر و ستون با تخصیص المان‌های تیر-ستون خطی لحاظ شده است. مشخصات مدل سازی ساختمان در شکل (۴) به همراه ستون متکی جهت در نظر گرفتن اثرات P-Delta در ستون‌های مدل نشده برای نمونه در یک برش از قاب واگرا ارائه گردیده است.

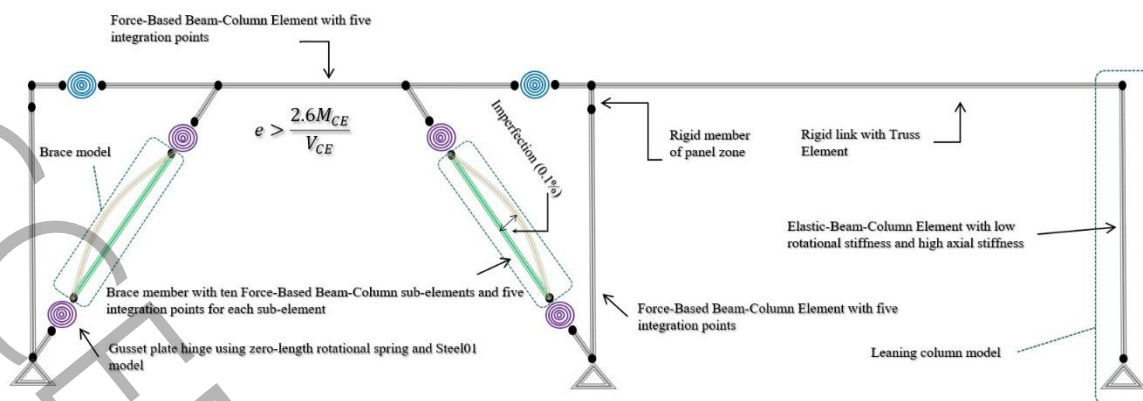
¹ Giuffre-Menegotto-Pinto

² Nonlinear Beam Column Element (Force-Based Beam-Column Element)

³ Distributed Plasticity Model

⁴ Fiber Section

⁵ Lumped Plasticity



شکل ۴ مشخصات مدل سازی غیرخطی سازه در OpenSees
Fig. 4. Specifications of Nonlinear Modeling of the Structure in OpenSees

۳-۰-۳- خلاصه بارهای ثقلی مرده و زنده

در جدول (۱) و (۲) به ترتیب بارهای مرده و زنده برای سازه مورد مطالعه ارائه شده است.

جدول ۱ خلاصه بارهای مرده

Table 1. Summary of dead loads

۵۳۱/۵ kg/m ²	بار مرده سقف طبقات
۵۳۷/۵ kg/m ²	بار مرده سقف بام
۷۲۶/۶ kg/m ²	بار مرده راهپله
۴۹۷ kg/m ²	بار مرده دیوارهای داخلی
۵۲۱ kg/m ²	بار مرده دیوارهای خارجی (نما)
۵۹۸/۵ kg/m ²	بار مرده جان پناه ساختمان

جدول ۲ خلاصه بارهای زنده

Table 2. Summary of live loads

۳۵۰ kg/m ²	کلاس درس
۵۰۰ kg/m ²	راهپله
۱۵۰ kg/m ²	بام (بار برف)

۳-۰-۴- صحت سنجی مدل

جهت بررسی صحت مدل سازی، زمان تناوب مد اول سازه در نرم افزار OpenSees با نرم افزار ETABS مقایسه شده و در جدول (۳) ارائه شده است.

جدول ۳ مقایسه زمان تناوب مد اول سازه

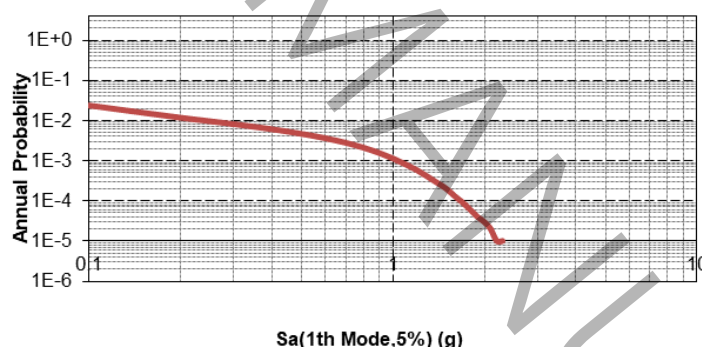
Table 3. Comparison of the Natural Periods of the First Mode of the Structure

نرم افزار تحلیل سازه	OpenSees 3.0.3	ETABS 19.1.0
دوره تناوب مد اول سازه واگرا	۰/۶۲۱	۰/۶۴۵
دوره تناوب مد اول سازه همگرا	۰/۲۹۵	۰/۳۱۹

باتوجه به جدول (۱) از صحت و دقت مدل ساخته شده در نرم افزار OpenSees به علت اختلاف اندک زمان تناوب سازه (۳٪)، اطمینان حاصل می شود.

۳-۵- مدل خطر لرزه ای

با مدل خطر، از تحلیل خطر لرزه ای احتمالاتی^۱، نرخ فراگذشت زلزله از مقادیر مختلف معیار شدت زلزله به دست می آید؛ $\lambda(im)$. همچنین با استفاده از تحلیل خطر لرزه ای رکوردهای زلزله متناسب با لرزه خیزی ساختگاه انتخاب می شوند. در واقع خروجی این روش منحنی خطر لرزه ای است. باتوجه به اینکه موقعیت جغرافیایی دبستان شاهد رستگار در شهر کرمانشاه و خاک ساختگاه از نوع ۲ آیین نامه ۲۸۰۰ می باشد، به منظور تحلیل خطر لرزه ای از نتایج مطالعه تحلیل خطر لرزه ای احتمالاتی انجام شده توسط Razavian [۲۴] و همکاران، برای شهر کرمانشاه استفاده شده است. حاصل این مطالعه که منحنی خطر لرزه ای ارائه شده در شکل (۵) می باشد، این امکان را فراهم می کند که بتوان با استفاده از آن برای هر سطح خطر لرزه ای دلخواه، شدت لرزه ای متناظر با آن (شتاب طیفی مد اول سازه) را بدست آورد و از آن برای مقیاس کردن رکوردهای زلزله منتخب و انجام تحلیل دینامیکی فزاینده^۲ استفاده نمود. در این مطالعه برای سه سطح خطر لرزه ای، تحلیل ریسک انجام می شود که عبارتند از ۵۰٪، ۱۰٪ و ۲٪ احتمال وقوع رویداد زلزله در ۵۰ سال عمر مفید سازه که به ترتیب با عنوان زلزله خفیف، زلزله طرح و زلزله نادر شناخته می شوند و بر اساس منحنی خطر مورد استفاده به ترتیب دارای شتاب طیفی معادل با ۰٫۲۴۵، ۰٫۸۱۶ و ۱٫۳ شتاب ثقل زمین می باشد. برای انجام تحلیل دینامیکی فزاینده باتوجه به نوع خاک دبستان و قرارگیری آن در حوزه دور از گسل، از ۶ جفت رکورد زلزله حوزه دور ارائه شده توسط FEMA P695 [۲۵] برای خاک نوع ۲ استفاده شده که مشخصات آن ها در جدول (۴) ارائه شده است. شکل (۶) طیف الاستیک با میرایی ۵٪ را برای رکوردهای زلزله منتخب به همراه میانگین آنها نشان می دهد.



شکل ۵ منحنی خطر لرزه ای شهر کرمانشاه [۲۴]

Fig. 5. Seismic hazard curve of Kermanshah city

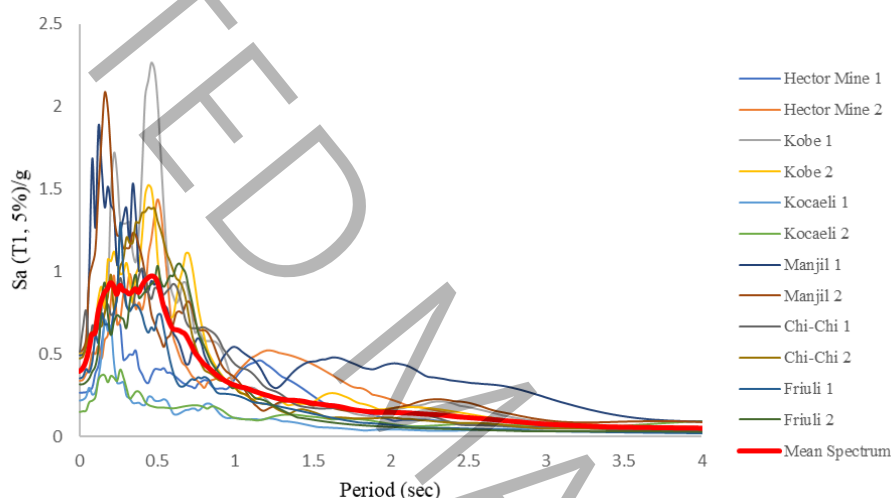
¹ Probabilistic Seismic Hazard Analysis

² Incremental Dynamic Analysis

جدول ۴ خلاصه اطلاعات پایگاه داده PEER NGA و پارامترهای زلزله‌های ثبت شده برای مجموعه رکورد حوزه دور [۲۵]

Table 4. Summary of the PEER NGA Database Information and Earthquake Parameters for the Far-Field Record Set

ID NO.	اطلاعات رکورد PEER-NGA				حرکات ثبت شده	
	شماره توالی رکورد	کمترین فرکانس (Hz.)	نام فایل‌ها - رکوردهای افقی		PGA _{max} (g)	PGV _{max} (cm/s.)
			مؤلفه ۱	مؤلفه ۲		
۴	۱۷۸۷	۰/۰۴	HECTOR/HEC000	HECTOR/HEC090	۰/۳۴	۴۲
۷	۱۱۱۱	۰/۱۳	KOBE/NIS000	KOBE/NIS090	۰/۵۱	۳۷
۱۰	۱۱۴۸	۰/۰۹	KOCAELI/ARC000	KOCAELI/ARC090	۰/۲۲	۴۰
۱۵	۱۶۳۳	۰/۱۳	MANJIL/ABBAR--L	MANJIL/ABBAR--T	۰/۵۱	۵۴
۲۰	۱۴۸۵	۰/۰۵	CHICHI/TCU045-E	CHICHI/TCU045-N	۰/۵۱	۳۹
۲۲	۱۲۵	۰/۱۳	FRIULI/A-TMZ000	FRIULI/A-TMZ270	۰/۳۵	۳۱



شکل ۶ طیف الاستیک با میرایی ۵٪ برای رکوردهای منتخب

Fig. 6. The elastic spectrum with 5% damping for selected records

۳-۶- مدل پاسخ

با مدل پاسخ، از تحلیل پاسخ سازه، توزیع احتمال پارامتر نیاز مهندسی^۱ به شرط معیار شدت زلزله محاسبه می‌شود؛ $G(edp|im)$. خروجی این تحلیل، اطلاعات آماری پاسخ‌های سازه‌ای (مانند، تغییر مکان نسبی طبقات^۲، شتاب کف طبقات^۳، تنش و کرنش و ...) است که در تحلیل ریسک حائز اهمیت بوده و در واقع پاسخ‌هایی هستند که می‌توانند بر آسیب‌هایی که به اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای وارد می‌شود، حاکم هستند. آنچه که در تحلیل سازه مهم است، بیشینه پاسخ و تحلیلی که قادر است توزیع احتمال پاسخ به شرط شدت را برآورد کند تحلیل دینامیکی فزاینده^۴ [۲۶] است. در این مطالعه از تحلیل دینامیکی فزاینده به روش Hunt & Fill ارائه شده توسط Cornell و Vamvatsikos [۲۶] استفاده شده است. در این مطالعه جهت تعیین شدت آستانه فروریزش سازه در کد تحلیل IDA از معیار ارائه شده توسط HAZUS [۲۷] استفاده شده است. باتوجه به این معیار، شدت لرزه‌ای آستانه فروریزش برای سازه‌های فولادی مهاربندی شده با تعداد طبقات کمتر از سه و طراحی شده توسط آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای اولیه، شدتی است که منجر به تغییر مکان نسبی طبقه ۰.۰۵ رادیان و بیشتر شود. از آنجایی که ساختمان دوطبقه فولادی دبستان شاهد رستگار، به صورت مهاربندی شده و احتمالاً

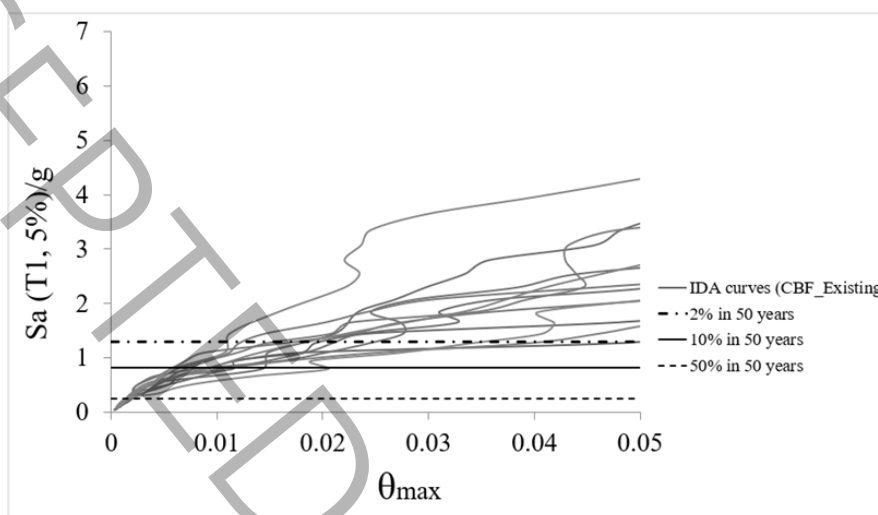
¹ Engineering Demand Parameter (edp)

² Story Drift Ratio

³ Floor Acceleration

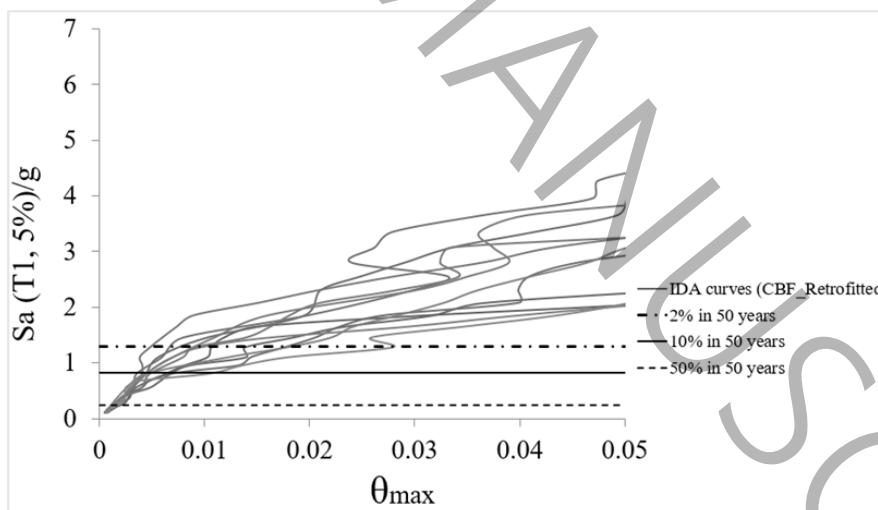
⁴ Incremental Dynamic Analysis (IDA)

با نسخه اول آیین‌نامه ۲۸۰۰ طراحی شده است، به نظر می‌رسد انطباق خوبی با معیار ذکر شده داشته باشد. منحنی IDA که محور افقی آن بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات بر حسب رادیان است برای قاب مهاربندی همگرا و واگرا و همچنین منحنی توزیع تجمعی احتمال فروریزش آنها قبل و بعد از بهسازی در دو حالت مشاهده شده و برازش شده لاگ نرمال در شکل‌های (۷) تا (۱۱) ارائه شده است.



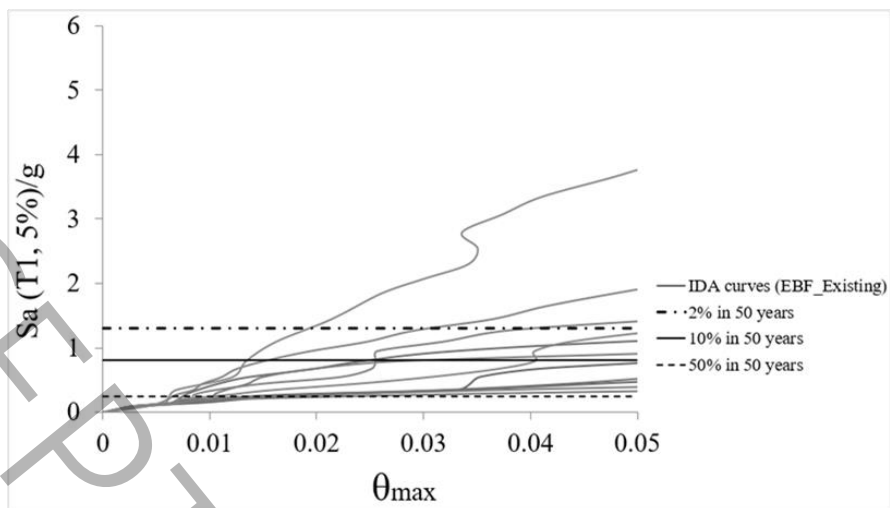
شکل ۷ منحنی IDA قاب مهاربندی همگرا قبل از بهسازی

Fig. 7. IDA curve of the concentrically braced frame before retrofitting



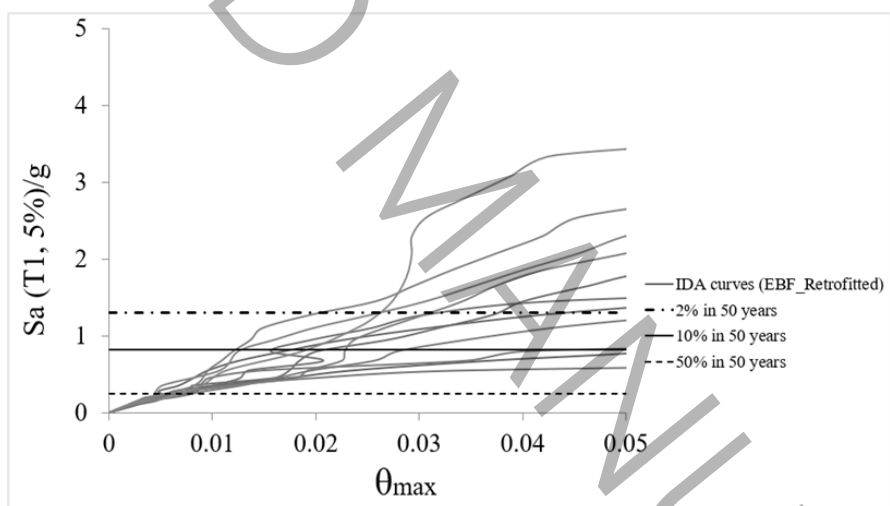
شکل ۸ منحنی IDA قاب مهاربندی همگرا بعد از بهسازی

Fig. 8. IDA curve of the concentrically braced frame after retrofitting



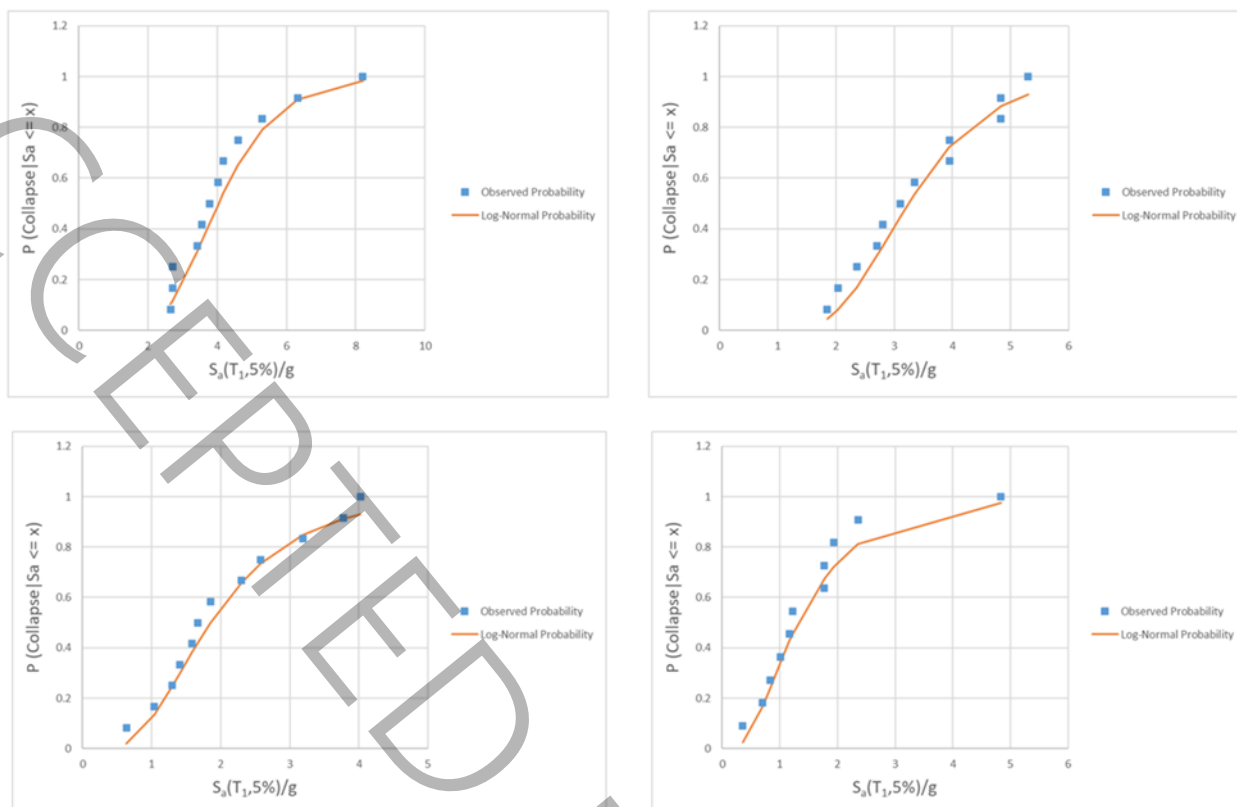
شکل ۹ منحنی IDA قاب مهاربندی واگرا قبل از بهسازی

Fig. 9. IDA curve of the eccentrically braced frame before retrofitting



شکل ۱۰ منحنی IDA قاب مهاربندی واگرا بعد از بهسازی

Fig. 10. IDA curve of the eccentrically braced frame after retrofitting



شکل ۱۱ بالا؛ منحنی شکنندگی فروریزش قاب همگرا (راست) قبل از بهسازی (چپ) بعد از بهسازی

پایین؛ منحنی شکنندگی فروریزش قاب واگرا (راست) قبل از بهسازی (چپ) بعد از بهسازی

Fig. 11. Top: Collapse Fragility Curves of the concentrically braced frame (Right) Before Retrofitting, (Left) After Retrofitting

Bottom: Collapse Fragility Curves of the eccentrically braced frame (Right) Before Retrofitting, (Left) After Retrofitting

استفاده از منحنی شکنندگی فروریزش کمک می کند تا بتوان مقایسه شفاف تری را بین منحنی های IDA سازه ها، قبل و بعد از بهسازی انجام داد. به همین جهت برای بررسی اولیه تأثیر مقاوم سازی بر روی سازه مورد مطالعه، از مقادیر شتاب طیفی متناظر با احتمال فروریزش ۵۰٪ به نمایندگی از منحنی های IDA استفاده شده است. این مقادیر که با عنوان ظرفیت فروریزش میانگین از منحنی های شکنندگی فروریزش مربوطه استخراج می شود، برای هر دو قاب مورد بررسی، قبل و بعد از بهسازی در جدول (۵) ارائه شده است.

جدول ۵ مقایسه ظرفیت فروریزش میانگین سازه دبستان شاهد رستگار قبل و بعد از بهسازی

Table 5. Comparison of the Mean Collapse Capacity of the Shahed Rastgar School Structure Before and After Retrofitting

نوع قاب	ظرفیت فروریزش میانگین ($S_a(T1,5\%)/g$)	
	موجود	بهسازی شده
همگرا	۳/۲۴۱۷۴	۴/۰۸۴۹۲
واگرا	۱/۳۱۶۹۱	۱/۸۶۱۷۱

باتوجه به جدول (۳) مشاهده می شود که ظرفیت فروریزش سازه پس از بهسازی برای هر دو قاب مورد بررسی افزایش داشته است.

۳-۷- مدل خرابی و مدل خسارت با استفاده از نرم افزار PACT

با مدل خرابی، از تحلیل آسیب یا خرابی، توزیع احتمال معیار آسیب به شرط پارامتر نیاز مهندسی به دست می آید. با مدل خسارت، از تحلیل خسارت، توزیع احتمال متغیر تصمیم گیری (خسارت مالی، تلفات جانی یا زمان از کارافتادگی) به شرط معیار آسیب محاسبه می شود. این دو مدل که مراحل سوم و چهارم در تحلیل ریسک به روش FEMA P-58 هستند، به صورت هم زمان با استفاده از کتابخانه جامع منحنی های شکنندگی^۱ اعضای سازه ای و غیرسازه ای ارائه شده در نرم افزار PACT در نظر گرفته شده اند. به علت هزینه محاسباتی بالا و همچنین عدم تطابق تمامی اعضای غیرسازه ای به کاررفته در ساختمان ها با مدل های شکنندگی موجود در کتابخانه نرم افزار، تنها اعضای مدل می شوند که در نظر گرفتن آن ها تأثیر قابل ملاحظه ای بر خسارت مالی و زمان تعمیر حاصل از زلزله برای سازه مورد نظر دارد. اعضای سازه ای در نظر گرفته شده در این مطالعه شامل مهاربندهای فولادی ضربدری برای قاب مهاربندی همگرا در یک جهت و همچنین قاب مهاربندی واگرا در جهت دیگر است. اعضای غیرسازه ای شامل دیوارهای داخلی، دیوارهای خارجی و سقف کاذب می شود. باتوجه به اینکه ساختمان دبستان شاهد رستگار قدیمی بوده و به دلیل کاربری آن (آموزشی در مقطع دبستان) فاقد اعضا و تجهیزات غیرسازه ای گران قیمت است، اعضای غیرسازه ای ذکر شده تنها اعضای هستند که در این مطالعه مدل شده اند. باتوجه به اطلاعات موجود سیستم های گرمایشی و سرمایشی در این مدرسه به ترتیب رادیاتور و پنکه سقفی بوده و همچنین جهت حفاظت در مقابل حریق برای این مدرسه از کپسول آتش نشانی استفاده شده است که هیچ کدام از این اعضا دارای زمان و هزینه تعمیر قابل ملاحظه نسبت به اعضای در نظر گرفته شده نمی باشند و نیز مدلی برای آنها در نرم افزار PACT وجود ندارد. همچنین تأسیسات برقی و مکانیکی در این مدرسه تطابق با مدل های ارائه شده در این نرم افزار نداشته است و همچنین به استناد به مقاله Eghbali و همکاران [۴] دارای زمان و هزینه تعمیر قابل چشم پوشی می باشد. پس از انتخاب اعضا، گروه های عملکردی تشکیل می شوند که لازم است پارامتر نیاز مهندسی مربوط به هر گروه عملکردی در مدل پاسخ سازه لحاظ شده باشد. در این مطالعه، بیشینه مقادیر تغییر مکان نسبی طبقه و دوران تیر پیوند برای گروه های عملکردی حساس به جابجایی مانند دیوارهای داخلی و خارجی و همچنین مهاربندها از تحلیل IDA استخراج شده اند و همچنین از بیشینه شتاب مطلق کف برای محاسبه خسارت در سقف کاذب استفاده شده است. تغییر مکان نسبی طبقه پسماند^۲ با در نظر گرفتن ارتعاش آزاد به مدت ۱۰ ثانیه پس از پایان تحلیل هر رکورد زلزله و ترسیم منحنی شکنندگی مربوطه در نرم افزار، تأثیر آن بر خسارات لرزه ای در این مطالعه لحاظ شده است. برای تولید پارامترهای نیاز مهندسی مصنوعی از روی پارامترهای نیاز مهندسی موجود با استفاده از روش نمونه گیری مونت کارلو^۳ از ۱۰۰۰ تحقق استفاده شده است. همچنین ضریب کیفیت مدل سازی برابر با ۰.۵، طبق جدول (۱-۵) FEMA P-58 در نظر گرفته شده است. اطلاعات آماری پارامتر نیاز مهندسی جهت صحت سنجی نتایج خسارت در جدول (۶) و (۷) برای هر دو قاب ارائه شده است.

جدول ۶ میانه و انحراف استاندارد بیشینه مقادیر پارامتر نیاز مهندسی برای قاب مهاربندی همگرا

Table 6. Median and Standard Deviation of the Maximum Values of the Engineering Demand Parameters for the Concentrically Braced Frame

پارامتر	انحراف	انحراف	انحراف	انحراف	انحراف	انحراف
نیاز مهندسی	میان	میان	میان	میان	میان	میان
(واحد)	(50/50)	(50/50)	(10/50)	(10/50)	(2/50)	(2/50)
سازه موجود						
IDR ₁ (%)	۰/۰۰۱۴۵۰	۰/۰۰۰۱۸۲	۰/۰۰۹۳۴۶	۰/۰۰۳۹۳۳	۰/۰۱۹۴۱۲	۰/۰۱۱۳۳۹
IDR ₂ (%)	۰/۰۰۱۴۸۲	۰/۰۰۰۱۹۱	۰/۰۰۳۵۵۲	۰/۰۰۰۷۵۶	۰/۰۰۴۴۴۷	۰/۰۰۰۸۶۰
A ₁ ^۵ (g)	۰/۱۱۲۸۷۳	۰/۰۳۰۲۴۱	۰/۳۷۶۲۴۵	۰/۱۰۰۸۰۲	۰/۵۸۸۶۶۶	۰/۱۶۱۰۷۹
A ₂ (g)	۰/۲۸۷۴۶۷	۰/۰۵۶۷۰۹	۰/۸۴۸۳۷۳	۰/۲۰۴۱۵۱	۰/۹۲۳۳۵۰	۰/۲۱۷۳۸۴
A _R (g)	۰/۴۲۸۹۱۳	۰/۰۵۹۶۹۹	۰/۸۷۱۲۲۹	۰/۱۳۱۲۰۰	۱/۰۶۲۲۳۱	۰/۱۴۲۵۳۷

- 1 Fragility Curves
- 2 Residual Drift
- 3 Monte Carlo Sampling
- 4 Interstory Drift Ratio
- 5 Floor Acceleration

سازه بهسازی شده						
IDR ₁ (%)	۰/۰۰۱۰۸۵	۰/۰۰۰۲۰۱	۰/۰۰۴۹۰۲	۰/۰۰۲۱۴۹	۰/۰۱۰۶۱۱	۰/۰۰۶۵۸۸
IDR ₂ (%)	۰/۰۰۱۴۲۴	۰/۰۰۰۲۲۷	۰/۰۰۴۰۹۹	۰/۰۰۰۵۴۳	۰/۰۰۵۵۰۳	۰/۰۰۱۵۷۲
A ₁ (g)	۰/۱۰۸۶۷۰	۰/۰۲۱۶۸۵	۰/۳۶۲۲۳۲	۰/۰۷۲۲۸۳	۰/۵۷۳۱۱۵	۰/۱۱۵۱۷۷
A ₂ (g)	۰/۲۵۲۴۱۲	۰/۰۵۴۳۱۴	۰/۸۲۳۴۱۵	۰/۲۳۲۹۰۲	۱/۲۷۷۶۵۹	۰/۳۲۸۹۴۶
A _R (g)	۰/۴۱۶۲۳۸	۰/۰۴۸۱۶۳	۰/۹۸۳۲۸۵	۰/۱۲۶۲۶۲	۱/۱۶۶۱۲۹	۰/۱۷۳۴۶۹

جدول ۷ میانه و انحراف استاندارد بیشینه مقادیر پارامتر نیاز مهندسی برای قاب مهاربندی واگرا

Table 7. Median and Standard Deviation of the Maximum Values of the Engineering Demand Parameters for the Eccentrically Braced Frame

پارامتر نیاز مهندسی (واحد)	انحراف معیار (50/50)	انحراف معیار (10/50)	انحراف معیار (10/50)	انحراف معیار (2/50)	انحراف معیار (2/50)
سازه موجود					
LR ₁ (%)	۰/۰۰۴۳۹۰	۰/۰۰۴۸۷۵	۰/۰۱۵۳۱۲	۰/۰۱۳۴۶۷	۰/۰۱۵۸۵۸
LR ₂ (%)	۰/۰۰۴۰۶۷۴	۰/۰۰۲۹۹۱	۰/۰۰۳۴۳۱	۰/۰۰۳۲۹۶	۰/۰۰۴۰۳۷
IDR ₁ (%)	۰/۰۱۰۶۱۶	۰/۰۰۵۰۰۹	۰/۰۳۱۰۱۲	۰/۰۲۰۳۴۲	۰/۰۴۰۳۵۵
IDR ₂ (%)	۰/۰۰۲۲۱۴	۰/۰۰۰۳۰۵	۰/۰۰۳۱۹۱	۰/۰۰۰۶۷۲	۰/۰۰۳۵۸۰
A ₁ (g)	۰/۱۶۷۸۳۴	۰/۰۸۱۵۸۳	۰/۵۱۳۴۷۷	۰/۱۶۵۴۹۶	۰/۷۱۹۵۷۷
A ₂ (g)	۰/۱۷۸۱۷۰	۰/۰۲۶۸۰۳	۰/۲۰۴۷۲۳	۰/۰۴۴۹۶۶	۰/۲۳۷۸۱۱
A _R (g)	۰/۱۷۹۸۳۱	۰/۰۲۳۷۸۰	۰/۲۰۵۶۹۸	۰/۰۲۶۰۶۱	۰/۲۶۰۶۶۷
سازه بهسازی شده					
LR ₁ (%)	۰/۰۰۷۸۱۱	۰/۰۰۴۲۸۴	۰/۰۳۴۳۲۶	۰/۰۳۰۹۹۸	۰/۰۴۹۰۶۵
LR ₂ (%)	۰/۰۰۴۴۷۶	۰/۰۰۰۷۹۰	۰/۰۰۶۷۲۳	۰/۰۰۴۱۵۶	۰/۰۰۸۱۷۴
IDR ₁ (%)	۰/۰۰۶۰۳۶	۰/۰۰۰۹۸۱	۰/۰۱۹۹۷۱	۰/۰۱۳۳۱۵	۰/۰۳۱۵۶۵
IDR ₂ (%)	۰/۰۰۳۴۵۸	۰/۰۰۰۳۳۹	۰/۰۰۴۱۴۶	۰/۰۰۰۶۷۹	۰/۰۰۴۶۸۵
A ₁ (g)	۰/۱۴۷۹۵۹	۰/۰۵۱۱۰۹	۰/۵۰۰۲۹۷	۰/۱۶۷۰۸۰	۰/۷۶۶۱۴۰
A ₂ (g)	۰/۲۶۷۴۰۲	۰/۰۱۵۸۷۵	۰/۳۵۸۴۹۶	۰/۰۵۵۵۴۸	۰/۳۸۴۰۵۸
A _R (g)	۰/۳۱۷۱۱۵	۰/۰۲۹۶۰۰	۰/۳۷۵۰۲۳	۰/۰۲۸۱۲۸	۰/۳۸۶۶۵۲

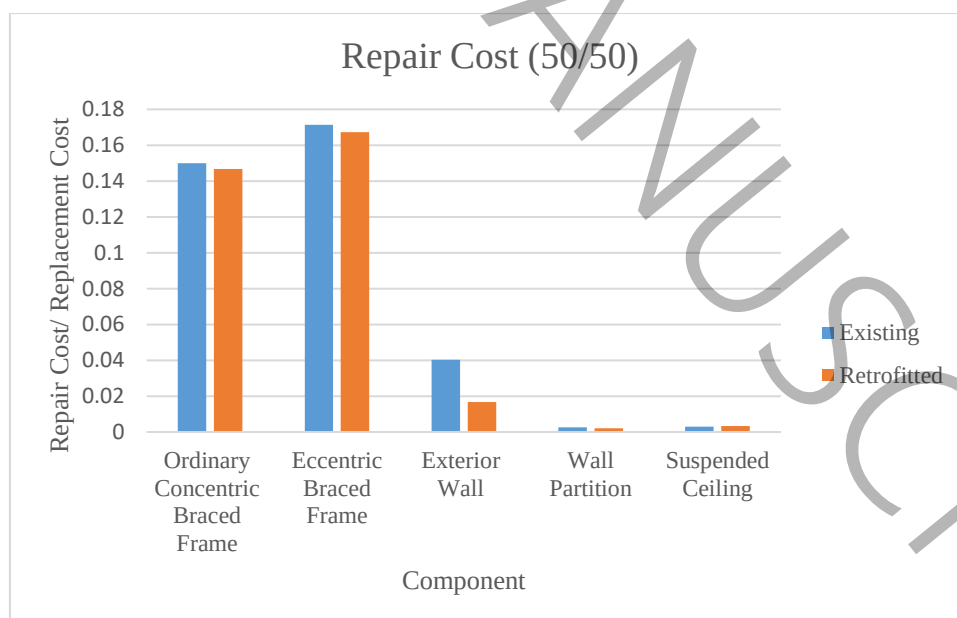
در این مطالعه بنا بر اطلاعات سازمان نوسازی، توسعه و تجهیز مدارس کشور، قیمت ساخت هر مترمربع ساختمان دبستان شاهد رستگار ۱۰ میلیون تومان در نظر گرفته شده است که باتوجه به قیمت روز دلار آمریکا در زمان انجام پژوهش حاضر، هزینه ساخت این ساختمان معادل ۱۵۰ هزار دلار آمریکا و زمان ساخت آن ۳۶۵ روز می باشد. از طرفی هزینه های تعمیرات در نرم افزار بر اساس قیمت های منطقه کالیفرنیا در سال ۲۰۱۱ می باشد؛ بنابراین جهت متعادل کردن هزینه های تعمیرات در کرمانشاه نسبت کالیفرنیا، در این نرم افزار از ضریب تعدیل منطقه استفاده شده است که برابر است با هزینه ساخت مدرسه ای با همین مساحت، مشخصات سازه ای و نوع کاربری در کالیفرنیا نسبت به هزینه ساخت ۱۵۰ هزاردلاری دبستان شاهد رستگار در کرمانشاه. هزینه ساخت مدرسه معادل در کالیفرنیا با استفاده از پایگاه داده [۲۸] برابر با ۱ میلیون دلار آمریکا بدست آمده است و به این ترتیب ضریب تعدیل مورد نظر برابر با ۰/۱۵ می باشد. جهت برآورد زمان تعمیر نیز ضریبی وجود دارد که برابر با بیشینه تعداد کارگران بر واحد فوت مربع می باشد که باتوجه به پیشنهاد FEMA P-58 این عدد برابر با ۰/۰۰۱ در نظر گرفته شده است.

¹ Link Rotation Angle

۴- نتایج

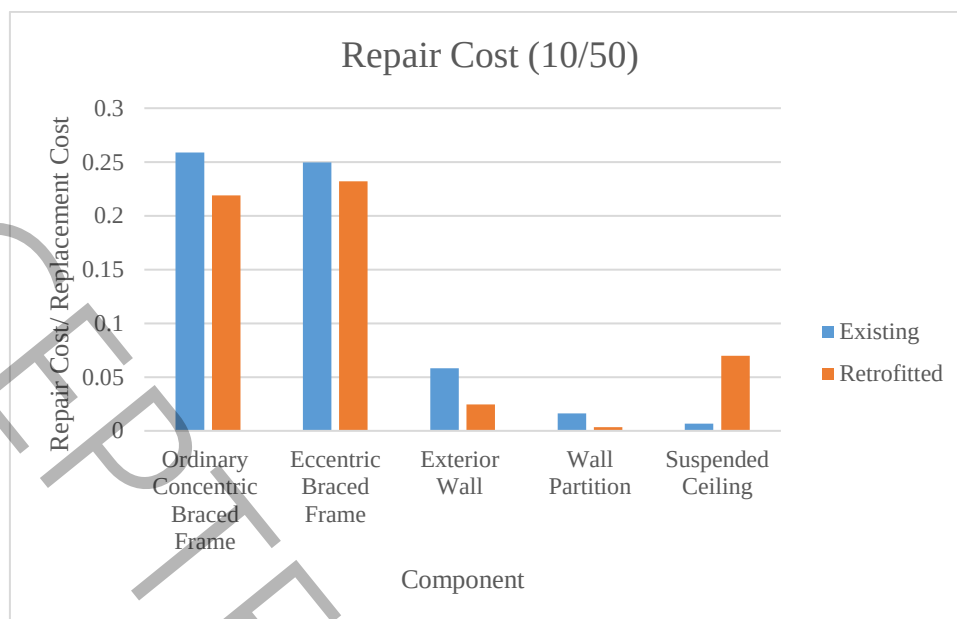
هزینه تعمیر اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای به‌ازای سطوح خطر مختلف، قبل و بعد از بهسازی در شکل (۱۲) تا (۱۴) ارائه شده است. هزینه تعمیر اعضا در این نمودارها بر ارزش سازه تقسیم شده و خسارات به‌صورت درصدی از ارزش سازه (۱۵۰,۰۰۰ دلار) بیان شده است. از مشاهده نمودارهای ارائه‌شده، نتایج زیر به دست می‌آید:

۱. همان‌طور که در شکل‌های ۱۲ تا ۱۴ قابل مشاهده است، بیشترین هزینه تعمیر مربوط به اعضای سازه‌ای (مهاربندهای همگرا و واگرا) می‌باشد و در واقع این اعضا نقش کنترل‌کننده را در مجموع هزینه‌ها قبل و بعد از بهسازی بر عهده دارند.
۲. در تمامی سطوح خطر لرزه‌ای پس از بهسازی مقدار هزینه تعمیر اعضای سازه‌ای و اعضای غیرسازه‌ای حساس به تغییر مکان نسبی طبقه (دیوارهای خارجی و دیوارهای جداکننده داخلی) کاهش‌یافته است که دلیل آن کاهش تغییر مکان نسبی طبقات سازه و افزایش سختی و کاهش دوره تناوب طبیعی ارتعاش سازه می‌باشد. در واقع عمده خسارات که در نمونه مورد مطالعه متوجه اعضای حساس به تغییر مکان نسبی طبقه شده است، با سخت‌تر شدن سازه و کاهش تغییر مکان نسبی طبقات کاهش‌یافته است و به‌طور کلی نتایج موید مؤثر بودن روش بهسازی مورد استفاده می‌باشد.
۳. برخلاف اعضای حساس به تغییر مکان نسبی طبقه، به علت افزایش سختی، کاهش زمان تناوب ارتعاش و در نتیجه افزایش شتاب در سازه، خسارت مالی در عضو حساس به شتاب که در این مطالعه سقف کاذب می‌باشد، پس از بهسازی افزایش یافته است. این افزایش در خسارت اعضای حساس به شتاب طبقه در مقایسه با کاهش خسارت در اعضای حساس به جابه‌جایی نسبی طبقه ناچیز بوده و قابل چشم‌پوشی است و در نتیجه در طرح بهسازی کنترل‌کننده نبوده است.
۴. با افزایش سطح خطر، خسارات در تمامی اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای افزایش‌یافته که این امر در نتیجه افزایش نیاز لرزه‌ای شامل شتاب و جابه‌جایی نسبی طبقات با افزایش شدت زلزله است.
۵. به دلیل سطح محدود بهسازی در ساختمان دبستان شاهد رستگار، هزینه‌های تعمیر پس از بهسازی به مقدار اندکی کاهش یافته است و از این‌رو کاهش ریسک لرزه‌ای در ساختمان مورد مطالعه قابل ملاحظه نمی‌باشد و برای آن طرح‌های جایگزین بهسازی می‌تواند مورد بررسی قرار بگیرد.



شکل ۱۲ هزینه تعمیر اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای در سطح خطر ۵۰٪ در ۵۰ سال

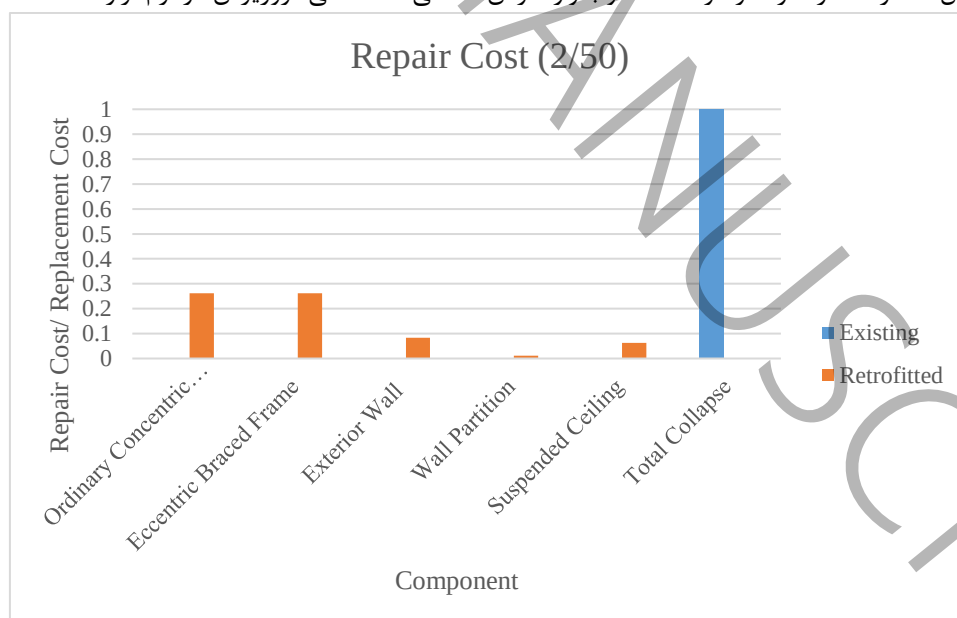
Fig. 12. Repair costs of structural and non-structural components of the existing and the retrofitted building in the hazard level of 50% in 50 years



شکل ۱۳ هزینه تعمیر اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای در سطح خطر ۱۰٪ در ۵۰ سال

Fig. 13. Repair costs of structural and non-structural components of the existing and the retrofitted building in the hazard level of 10% in 50 years

۶. در سطح خطر زلزله با احتمال وقوع ۲٪ در ۵۰ سال که شدت لرزه‌ای در این سطح خطر برابر با ۰٫۳ شتاب ثقل می‌باشد، سازه قبل از بهسازی دچار فروریزش شده و خسارت در سازه برابر بارزش سازه (۱۰۰٪) می‌شود. در حالی که پس از بهسازی بافاصله گرفتن از ظرفیت فروریزش میانگین سازه، از فروریزش جلوگیری شده و خسارات مالی به مقدار قابل توجهی کاهش یافته است. این موضوع بر اساس جدول ۳ که در آن ظرفیت کمتر فروریزش سازه در قاب واگرا کنترل کننده می‌باشد، در تحلیل خسارت سازه در نظر گرفته شده و با وارد کردن منحنی شکنندگی فروریزش در نرم‌افزار PACT، اعمال شده است.



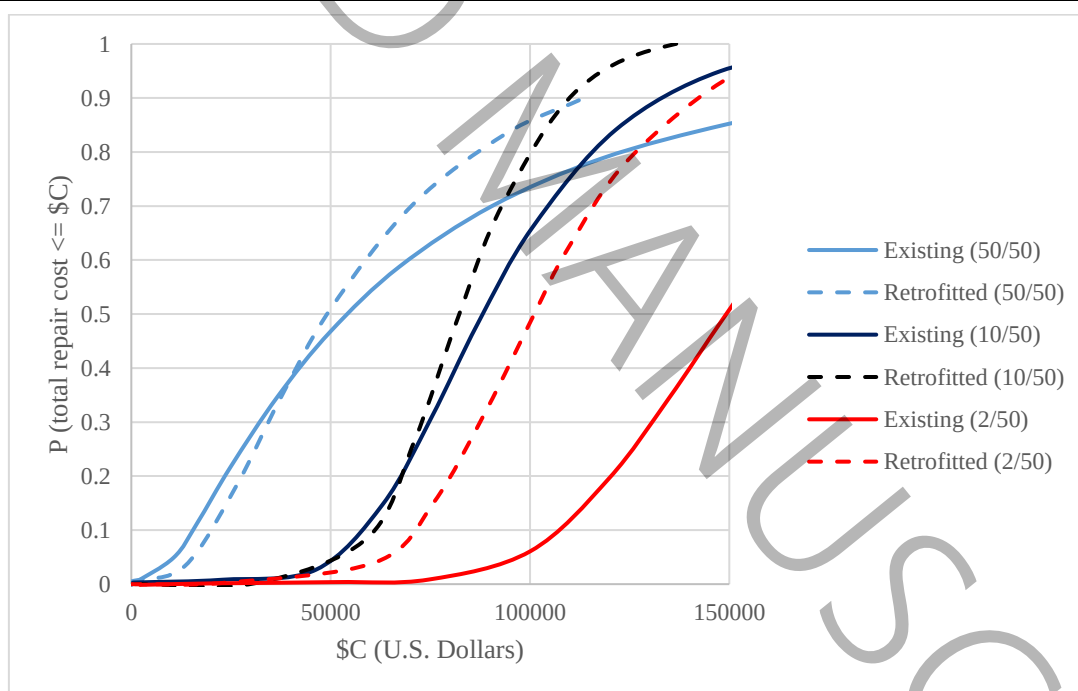
شکل ۱۴ هزینه تعمیر اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای در سطح خطر ۲٪ در ۵۰ سال

Fig. 14. Repair costs of structural and non-structural components of the existing and the retrofitted building in the hazard level of 2% in 50 years

تغییرات در میزان خسارات اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای در توافق خوبی با جداول (۴) و (۵) است که ارائه‌دهنده میانه و انحراف استاندارد بیشینه مقادیر پارامتر نیاز مهندسی برای قاب مهاربندی همگرا و واگرا می‌باشد. یکی دیگر از خروجی‌های نرم‌افزار PACT نمودار توزیع تجمعی احتمال مجموع هزینه تعمیر است که برای سازه موجود و بهسازی شده و برای سطوح خطر لرزه‌ای مختلف در شکل (۱۵) ارائه گردیده است (منحنی‌های ارائه شده به صورت لاگ نرمال است که به منحنی مقادیر مشاهده شده برازش داده شده است). قابل ملاحظه است که در تمامی سطوح خطر، منحنی توزیع تجمعی احتمال به سمت چپ جابه‌جا شده است و به این معناست که بهسازی سازه، به صورت محدود باعث کاهش هزینه‌های تعمیر شده است. مقادیر میانگین مجموع هزینه‌های تعمیر که از منحنی شکل (۱۵) استخراج شده، در جدول (۸) ارائه گردیده است.

جدول ۸ مقادیر میانگین مجموع هزینه‌های تعمیر برای قاب مهاربندی همگرای موجود و بهسازی شده در سطوح مختلف خطر لرزه‌ای
Table 8. Mean Total Repair Costs for the Existing and the Retrofitted Concentrically Braced Frames at Different Seismic Hazard Levels

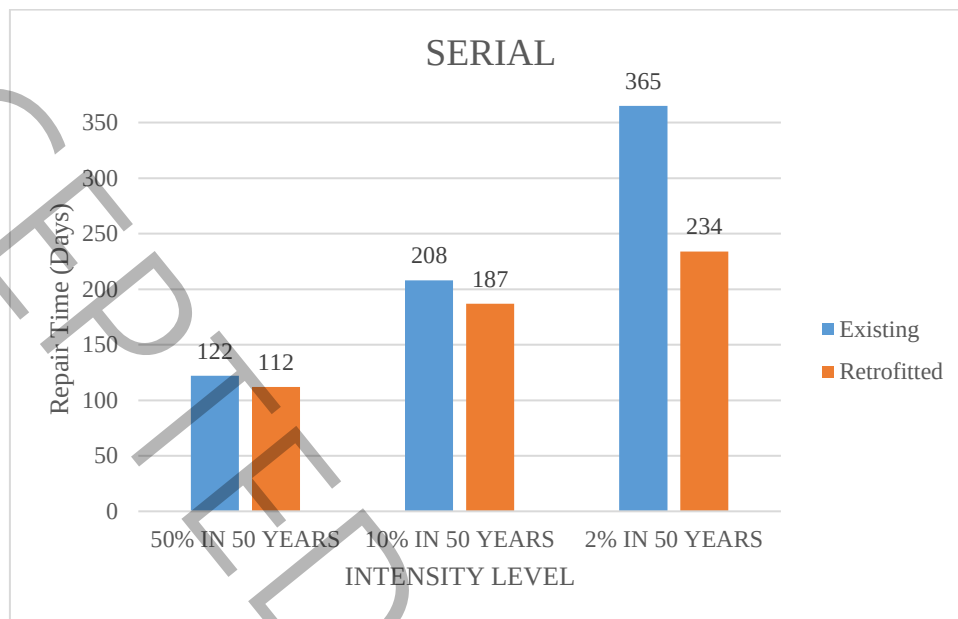
سطح شدت	موجود مجموع هزینه تعمیر (\$)	بهسازی شده مجموع هزینه تعمیر (\$)
50% in 50 years	۵۵,۱۰۰	۵۰,۳۰۰
10% in 50 years	۸۸,۲۵۰	۸۲,۴۰۰
2% in 50 years	۱۵۰,۰۰۰	۱۰۱,۷۵۰



شکل ۱۵ منحنی توزیع تجمعی احتمال مجموع هزینه‌های تعمیر برای سازه موجود و بهسازی شده در سطوح خطر لرزه‌ای ۳ گانه
Fig. 15. Cumulative Probability Distribution Curves of Total Repair Costs for Existing and Retrofitted Structures at Three Seismic Hazard Levels

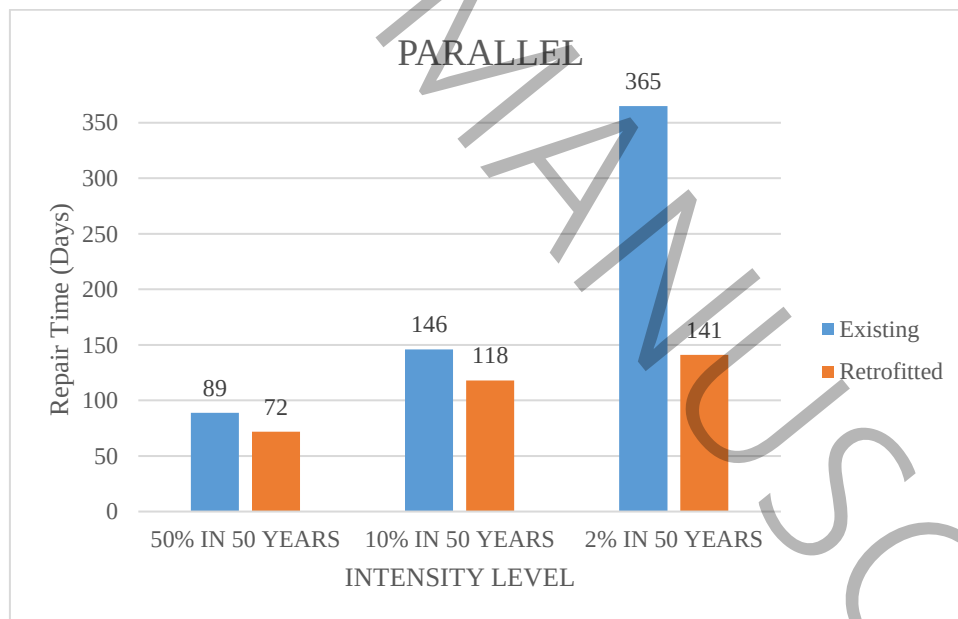
نرم‌افزار PACT، مجموع زمان تعمیر اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای و به عبارت کلی گروه‌های عملکردی موردنظر را با دو توالی سری و موازی ارائه می‌دهد و از آن با عنوان زمان از کارافتادگی نام می‌برد. در حالت سری فرض بر این است که تعمیرات در سازه، ابتدا در اولین طبقه آغاز شده و پس از تکمیل، برای طبقه بعدی آغاز می‌گردد. به طور مشابه با هزینه تعمیر، منحنی‌های توزیع تجمعی احتمال زمان تعمیر برای اعضای مختلف سازه‌ای و غیرسازه‌ای بر اساس دو توالی سری و موازی فرایند تعمیر مستخرج شده است که جهت اختصار در

نمودارهای شکل های (۱۶) تا (۱۷) تنها مقادیر میانگین مجموع زمان تعمیر سازه در دو حالت سری و موازی، قبل و پس از بهسازی و در سطوح مختلف لرزه ای ارائه گردیده است.



شکل ۱۶ زمان تعمیر برای سازه موجود و بهسازی شده در سطوح خطر سه گانه (سری)

Fig. 16. The Repair Time for the Existing and Retrofitted Structures at the Three Hazard Levels (Series)



شکل ۱۷ زمان تعمیر برای سازه موجود و بهسازی شده در سطوح خطر سه گانه (موازی)

Fig. 17. The Repair Time for the Existing and Retrofitted Structures at the Three Hazard Levels (Parallel)

با مقایسه میانگین مجموع زمان تعمیر در نمودار شکل های (۱۷) و (۱۸) نتایج زیر به دست می آید:

۱. در حالت موازی انجام تعمیرات به طور هم زمان در تمام طبقات انجام می شود و در نتیجه سرعت بازایی در حالت موازی به طور کلی بیشتر از حالت سری است.

۲. با افزایش سطح خطر لرزه ای زمان تعمیر در سازه افزایش پیدا می کند. این افزایش در هر دو حالت سری و موازی قابل مشاهده است. همان طور که در شکل های (۱۶) و (۱۷) ارائه شده در سطح خطر زلزله نادر (۲٪ در ۵۰ سال) سازه برای بازایی نیاز به

۳۶۵ روز دارد که از به طور کامل ساخته شود. پس از بهسازی در حالت سری این زمان برابر با ۲۳۴ و در حالت موازی ۱۴۱ روز می‌باشد که تفاوت چشمگیر دو روش تعمیر را در بازسازی سازه نشان می‌دهد. این تفاوت در سطوح خطر ۱۰٪ و ۵۰٪ در ۵۰ سال قابل ملاحظه است که البته با کاهش سطح خطر تفاوت بین زمان روش‌های تعمیر مختلف کاهش می‌یابد.

۳. در تمام سطوح خطر لرزه‌ای پس از بهسازی زمان تعمیر در سازه کاهش پیدا کرده است که این میزان کاهش با افزایش سطح خطر، قابل ملاحظه‌تر است.

۵- نتیجه‌گیری

این مطالعه به ارزیابی ریسک لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی با استفاده از متدولوژی FEMA P-58 می‌پردازد. یک مدرسه فولادی به نمایندگی از مدارس کشور در شهر کرمانشاه مبنای تحلیل ریسک قرار گرفته است. ساختمان مدرسه در یک راستا دارای سیستم مهاربندی همگرا و در راستای متعامد دارای مهاربندهای واگرا می‌باشد که به علت ضعف سیستم باربر جانبی با تقویت مقطع مهاربندها در هر دو راستا بهسازی شده است. در این مطالعه با به کارگیری روشی احتمالاتی که عدم قطعیت در شدت زلزله، پاسخ سازه و آسیب سازه را در نظر می‌گیرد، توزیع احتمال هزینه تعمیر و زمان تعمیر اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای به دست آمده و از آن برای مقایسه عملکرد لرزه‌ای مدرسه موجود و بهسازی شده، در سه سطح خطر لرزه‌ای استفاده شده است. اهم نتایج به دست آمده از این مطالعه به شرح ذیل است:

۱. با افزایش سطح خطر لرزه‌ای، پیامدهای لرزه‌ای، شامل هزینه و زمان تعمیر در هر دو سازه موجود و بهسازی شده افزایش می‌یابد.
۲. تقویت مهاربندها با افزایش سطح مقطع آن، منجر به افزایش سختی سازه و کاهش خسارات لرزه‌ای می‌شود. این موضوع در توافقی خوبی با نتایج مقاله [۱۲] است که افزایش سختی برای سازه‌های کوتاه با دوره تناوب کم را به عنوان یک راهبرد کاهش ریسک مناسب معرفی می‌کند.
۳. به طور کلی، عمده خسارات لرزه‌ای، اعم از هزینه و زمان تعمیر به اعضای سازه‌ای اختصاص دارد که پس از بهسازی از مقدار خسارات کاسته شده است.
۴. پس از بهسازی، با وجود کاهش خسارات در گروه‌های عملکردی حساس به تغییر مکان نسبی طبقه، خسارات لرزه‌ای در سقف کاذب به عنوان عضوی حساس به شتاب، افزایش یافته است که دلیل این امر، افزایش شتاب مطلق کف در سازه است.
۵. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که با وجود کاهش خسارات لرزه‌ای پس از بهسازی، کاهش چشمگیری در ریسک لرزه‌ای مدرسه ایجاد نشده است و طرح بهسازی پیشنهادی از این حیث می‌تواند بازنگری شود.
۶. پیشنهاد می‌شود در مطالعات آتی روش مذکور برای سازه‌های مختلف استفاده شده و تأثیر روش‌های مقاوم‌سازی لرزه‌ای متنوع‌تری در کاهش ریسک لرزه‌ای بررسی شود.
۷. پیامدهای دیگر لرزه‌ای مانند خسارات جانی در مطالعات آینده می‌تواند مورد ارزیابی قرار گیرد.

سپاسگزاری

نویسندگان از سازمان نوسازی، توسعه و تجهیز مدارس کشور، به منظور ارائه اطلاعات مدارس تشکر و قدردانی می‌نمایند.

مراجع

- [1] Hayward, B. M. (2013). Rethinking resilience: reflections on the earthquakes in Christchurch, New Zealand, 2010 and 2011. Ecology and Society, 18(4).

- [2] Mimura, N., Yasuhara, K., Kawagoe, S., Yokoki, H., & Kazama, S. (2011). Damage from the Great East Japan Earthquake and Tsunami-a quick report. Mitigation and adaptation strategies for global change, 16, 803-818.
- [3] Nadim, F., Moghtaderi-Zadeh, M., Lindholm, C., Andresen, A., Remseth, S., Bolourchi, M. J., ... & Tvedt, E. (2004). The Bam earthquake of 26 December 2003. Bulletin of Earthquake Engineering, 2, 119-153.
- [4] Eghbali, M., Samadian, D., Ghafory-Ashtiany, M., & Dehkordi, M. R. (2020). Recovery and reconstruction of schools after M 7.3 Ezgeleh-Sarpole-Zahab earthquake; part II: Recovery process and resiliency calculation. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 139, 106327.
- [5] Samadian, D., Eghbali, M., Dehkordi, M. R., & Ghafory-Ashtiany, M. (2020). Recovery and reconstruction of schools after M 7.3 Ezgeleh-Sarpole-Zahab earthquake of Nov. 2017; part I: Structural and nonstructural damages after the earthquake. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 139, 106305.
- [6] Baker, J. W., & Cornell, C. A. (2008). Uncertainty propagation in probabilistic seismic loss estimation. Structural Safety, 30(3), 236-252.7.
- [7] Yang, T., et al., Seismic performance evaluation of facilities: Methodology and implementation. Journal of Structural Engineering, 2009. 135(10): p. 1146-1154.
- [8] Filiatrault, A., & Sullivan, T. (2014). Performance-based seismic design of nonstructural building components: The next frontier of earthquake engineering. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 13, 17-46.9.
- [9] Zeng, X., et al., Application of the FEMA-P58 methodology for regional earthquake loss prediction. Natural Hazards, 2016. 83(1): p. 177-192.
- [10] FEMA (Federal Emergency Management Agency). (2012). Seismic performance assessment of buildings.
- [11] FEMA, P. (2012). 58-2, Seismic performance assessment of buildings volume 2: Implementation guide. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [12] Joyner, M. D., & Sasani, M. (2020). Building performance for earthquake resilience. Engineering Structures, 210, 110371.
- [13] Yazdanpanah, O., Dolatshahi, K. M., & Moammer, O. (2021). Earthquake-induced economic loss estimation of eccentrically braced frames through roof acceleration-based nonmodel approach. Journal of Constructional Steel Research, 187, 106888.
- [14] Kor, E., & Ozelik, Y. (2022, June). Seismic performance assessment of concentrically braced steel frames designed to the Turkish Building Earthquake Code 2018. In Structures (Vol. 40, pp. 759-770). Elsevier.
- [15] Terzic, V., Kolozvari, K., & Saldana, D. (2019). Implications of modeling approaches on seismic performance of low-and mid-rise office and hospital shear wall buildings. Engineering Structures, 189, 129-146.
- [16] Yekrangnia, M., Bakhshi, A., Ghannad, M. A., & Panahi, M. (2021). Risk assessment of confined unreinforced masonry buildings based on FEMA P-58 methodology: a case study—school buildings in Tehran. Bulletin of Earthquake Engineering, 19, 1079-1120.
- [17] Office of Technical Affairs, Standards Development, and Earthquake Risk Reduction, List of Services for Seismic Rehabilitation Studies of Existing Buildings, Publication No. 251, 1st Edition, Deputy of Planning and Strategic Supervision, 2007. (in Persian)
- [18] VPSPS (Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision). Instruction for seismic rehabilitation of existing buildings. No.360. First revision. Tehran, Iran: Office of Deputy for Supervision, Department of Technical Affairs; 2014.
- [19] Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No. 2800, Fourth Revision, B. a. H. R. (in Persian)
- [20] Center, Tehran, Iran, 2015. (In Persian) McKenna, F., Fenves, G. L., & Scott, M. H. (2008). Open system for earthquake engineering simulation: version2. 1.0. URL <http://opensees.berkeley.edu>.
- [21] Road, Housing and Urban Development Research Center (BHRC), (2013). National Building Code: No. 10: Design and construction of steel buildings. Tehran, Iran.
- [22] Filippou, F. C., Popov, E. P., & Bertero, V. V. (1983). Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints.
- [23] Hsiao, P. C., Lehman, D. E., & Roeder, C. W. (2012). Improved analytical model for special concentrically braced frames. Journal of Constructional Steel Research, 73, 80-94.
- [24] Razavian Amrei, S.A., Ghodrati Amiri, G. and Mavaei, M. (2014), "Providing Peak Ground Acceleration (PGA) on Bedrock and Uniform Seismic Hazard Spectra for Different Regions of Kermanshah City", Geodynamics Research International Bulletin, Vol. 1, No. 02, pp. 1-9.
- [25] Council, A.T. and U.S.F.E.M. Agency, Quantification of building seismic performance factors. 2009: US Department of Homeland Security, FEMA.
- [26] Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. Earthquake engineering & structural dynamics, 31(3), 491-514.
- [27] Mr, H. M. (2003). Multi-hazard loss estimation methodology: Earthquake model. Department of Homeland Security, FEMA, Washington, DC, 235-260.
- [28] Means, R. S. (2017). RS Means online data. Retrieved November, 13, 2017.

Risk Assessment of Retrofitted Steel Structures Based on FEMA P-58: a Case Study-School Buildings in Kermanshah

ABSTRACT

Earthquake, as a common natural disaster, has always been a serious threat to human beings, cities and infrastructures. Schools are regarded as the representative of educational centers, where students spend a lot of time. Therefore, the seismic performance of such buildings should be guaranteed completely. In this study, in collaboration with the organization for Development, Renovation, and Equipment of Schools (DRES) in Iran a steel school building in Kermanshah city was chosen and its seismic risk was assessed incorporating FEMA P-58 methodology in two states of before and after retrofitting process. The Lateral resisting system of the school in one direction is Eccentrically Braced Frame (EBF), and in the other direction is Concentrically Braced Frame (CBF). Due to weakness in the lateral resisting system, it was suggested that some of the braces should be replaced with stronger ones. In this study, the probability distribution of repairing time and repairing cost for different structural and non-structural components in 3 hazard levels containing 50%, 10%, and 2% in 50 years was obtained using risk analysis. The results show that in all 3 hazard levels, an increase in stiffness after retrofitting has led to a decline in loss of drift sensitive components and a rise in acceleration sensitive components. Due to the dominance of the number of drift-sensitive components in this case study, the total damages and repairing time after retrofitting have negligibly decreased.

Keywords

FEMA P-58 Methodology, Seismic Risk, Probabilistic Seismic Hazard Analysis, Fragility Curves Repair Cost, Downtime.