

## Evaluation of rehabilitation strategies of non-reinforced masonry structures using quantitative-probabilistic decision-making criteria

Leila Haj Najafi<sup>1\*</sup>, Ali Kheyroddin<sup>2</sup>, Mahdi Kioumarsi

1- Assistant Professor, Department of Civil and Environmental Engineering. Amirkabir University of Technology (Tehran Polytechnic), Tehran, Iran

2- Professor, Department of Civil Engineering. Semnan University, Semnan, Iran

3- Professor, Department of Built Environment, Civil Engineering Group, Oslo Metropolitan University, Oslo, Norway

### ABSTRACT

This research evaluates retrofitting strategies in unreinforced masonry structures using probabilistic criteria such as repair costs, downtimes, and number of casualties and injuries. The structure specifications are based on a typical short elementary school building modeled by the modified macro-element equivalent frame method. Retrofitting strategies include vertical and horizontal coils and reducing wall openings. Record selection follows a method aimed at minimizing standard deviation. This study derived structural fragility functions for unreinforced masonry walls, addressing both non-collapse and collapse scenarios across three damage states. For nonstructural components, the suggested default curves were utilized. The normative values for each functional group were determined based on their likelihood of occurrence in half of the buildings with similar occupancy, along with the potential number of casualties derived from primary schools' population distribution. Implementing retrofitting strategies results in a notable decrease in average damage of 48%. The reduction in small damage levels surpasses that of more severe damage levels when considered concerning the cumulative occurrence probability percentage. It shows that the advantages of retrofitting, in terms of the useful life of structures are primarily realized during low-intensity seismic events. The least damage reduction was seen at the collapse level due to retrofitting. Retrofitting strategies have significantly reduced average repair time, with a 51% decrease observed. The probability of death has also decreased from 13% to about 2.5% after retrofitting, demonstrating the effectiveness of retrofitting strategies despite their simplicity and prevalence. While the strategies may not have affected initial injury percentages in low event probabilities, they have reduced the number of injuries in high-occurrence scenarios.

### ARTICLE INFO

Receive Date: 06 January 2025

Revise Date: 18 March 2025

Accept Date: 25 April 2025

### Keywords:

Unreinforced Masonry  
Buildings  
Fragility Function  
Cost of Damage  
Repair time  
Downtime  
Casualties  
Injuries

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2025.494812.3607

\*Corresponding author: Leila Haj Najafi.  
Email address: lila\_najafi@aut.ac.ir

## ارزیابی راهکارهای بهسازی سازه‌های بنایی غیرمسلح با استفاده از معیارهای کمی - احتمالاتی

### تصمیم‌گیری (مطالعه‌ی موردی مدارس ابتدایی واقع در شهر تهران)

لیلا حاج نجفی<sup>۱\*</sup>، علی خیرالدین<sup>۲</sup>، مهدی کیومرثی<sup>۳</sup>

۱-استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران.

۲-استاد، دانشکده مهندسی عمران، گروه مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

۳-استاد، دانشکده ساخت و محیط زیست، گروه مهندسی عمران، دانشگاه متروپولیتن اسلو (اسلومت)، اسلو، نروژ.

### چکیده

این پژوهش به دنبال ارزیابی راهکارهای بهسازی در سازه‌های بنایی غیرمسلح براساس معیارهای احتمالاتی شامل خسارت مالی، وقفه در سرویس‌دهی، میزان مرگ و میر و تعداد مصدومین می‌باشد. مدل‌سازی براساس روش ماکرو قاب معادل اصلاح شده و مشخصات سازه‌ی انتخابی براساس ساختمان تپیک کوتاه مرتبه مدرسه ابتدایی و راهکارهای بهسازی شامل استفاده از کلاف‌های قائم و افقی و کاهش درصد بازشوها می‌باشد. انتخاب رکوردها بر مبنای الگوی پیشنهادی جهت استفاده در تحلیل‌های دینامیکی فزاینده انجام شده است. نمودارهای شکنندگی سازه‌ی دیوارهای بنایی غیرمسلح برای سطوح خرابی بدون فروریزش و فروریزش مجموعاً در سه سطح خرابی و جهت اعضای غیرسازه‌ی براساس نمودارهای پیش فرض بدست آورده شده است. مقادیر نرمال هر یک از گروه‌های عملکردی براساس احتمال مشاهده در نیمی از ساختمان‌های با کاربری مشابه و میزان تلفات جانی احتمالی براساس الگوی توزیع جمعیتی مدارس ابتدایی در نظر گرفته شده است. با اجرای راهکارهای بهسازی، میانه‌ی خسارت کاهش قابل توجهی معادل ۴۸٪ را نشان می‌دهد. کاهش خسارت‌های کوچک، بیشتر از مقادیر بزرگتر متناسب با درصد احتمال تجمع‌ی رویداد بیشتر می‌باشد و نشان می‌دهد آورده‌ی مقاوم سازی در عمر مفید سازه بیشتر در زلزله‌های با شدت کم بدست می‌آید و در سطح فروریزش، کاهش خسارت در اثر اعمال راهکارهای مقاوم سازی کمتر گردیده است. اجرای راهکارهای بهسازی، سبب ایجاد کاهش تقریباً یکسانی در محدوده‌های احتمالاتی مختلف و معادل ۵۱٪ کاهش در میانه‌ی زمان تعمیرات گردیده است. احتمال وجود مرگ و میر تحت محدوده‌ی گسترده‌ای از ضرایب هم‌پایه‌سازی رکوردها، پیش و پس از بهسازی به ترتیب برابر با ۱۳٪ و حدود ۲/۵٪ می‌باشد که نشان دهنده‌ی تاثیرگذار بودن بهسازی بر این احتمال با وجود ساده و رایج بودن راهکارها می‌باشد. تحلیل‌ها نشان می‌دهد که مقاوم‌سازی انجام شده بر روی درصد اولیه‌ی مصدومین تاثیر چندانی نداشته اما در احتمال‌های بالا از تعداد مصدومین می‌کاهد.

کلمات کلیدی: نمودارهای شکنندگی، ارزیابی خسارت، ساختمان بنایی غیرمسلح، تلفات جانی، وقفه در سرویس‌دهی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2025.494812.3607	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2025.494812.3607	۱۴۰۴/۱۰/۳۰	۱۴۰۴/۱۰/۲۰۵	۱۴۰۴/۰۲/۰۵	۱۴۰۳/۱۲/۲۸	۱۴۰۳/۱۱/۱۷
			لیلا حاج نجفی*		نویسنده مسئول:	
			lila_najafi@aut.ac.ir		پست الکترونیکی:	

## ۱- مقدمه و مروری بر تحقیقات پیشین

سازه‌های بنایی غیرمسلح ( $URM^1$ ) یکی از متداول‌ترین ساختمان‌های مورد استفاده در ایران پیش از روی آوردن به مصالح ساختمانی مدرن بوده و هنوز نیز بخش قابل توجهی از ساخت و ساز در مناطق روستایی و شهرهای کوچکتر را تشکیل می‌دهد. سازه‌های بنایی به دلیل مشخصات مصالح، روش‌های ساخت و عدم طراحی مدون، به هنگام وقوع زلزله‌های نه چندان قوی، در معرض آسیب‌های جدی قرار دارند. ارزیابی آسیب‌پذیری این سازه‌ها در رخدادهای لرزه‌ای پیشین و تلفات انسانی و خسارات سازه‌ای قابل توجه آن‌ها نیاز به استفاده از روش‌های نوین ارزیابی مرتبط با این گروه از ساختمان‌ها را نمایان می‌سازد. منظور از ساختمان‌های بنایی غیرمسلح، ساختمان‌هایی است که در آن‌ها تمام و یا قسمت عمده‌ای از بارهای قائم و جانبی، توسط دیوارهای با مصالح بنایی که عموماً از آجر، خشت، بلوک سیمانی و یا سنگ می‌باشند، تحمل می‌شود. کلاف‌های افقی و قائم در این ساختمان‌ها در صورت وجود، برای انسجام و یکپارچگی سیستم سازه‌ای به کار گرفته می‌شوند. این ساختمان‌ها در ایران عمدتاً با تعداد طبقات کمتر از سه اجرا و در گروه سازه‌های کوتاه و یا نسبتاً کوتاه می‌باشند.

یکی از روش‌های متداول ارزیابی آسیب‌پذیری کمی سازه‌ها استفاده از منحنی‌های شکنندگی است که سطوح محتمل خرابی و یا خسارت را به ازاء ترازهای مختلف شدت زلزله به صورت احتمالاتی بیان می‌کنند. استفاده از این منحنی‌ها کاستی‌های رویکردهای سنتی برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بنایی غیرمسلح، مانند نیاز به آزمایش‌های تجربی، جمع‌آوری داده‌ها در محل رویدادهای مختلف لرزه‌ای، و مدل‌سازی پیچیده اجزای محدود، که اغلب شامل هزینه‌ها و روش‌های پیچیده محاسباتی و منابع بالا هستند را پوشش داده و در عین حال تقاضاهای محاسباتی را به حداقل رسانیده‌اند. علاوه بر این، ترکیب عوامل قابلیت اطمینان در این ارزیابی‌ها چشم‌انداز جامعی را جهت اتخاذ تصمیمات قابل پیش در زمینه‌ی مقاوم‌سازی فراهم ساخته است.

تحقیقات گسترده قبلی، رفتار پویا و مکانیسم‌های مختلف شکست سازه‌ای در این گروه از ساختمان‌ها را با استفاده از روش‌های تجربی و تحلیلی مورد بررسی قرار داده‌اند. در بیشتر موارد، حالت‌های شکست در سازه‌های بنایی غیرمسلح شامل لغزش در زیر دیوار، ترک به دلیل کشش مورب و خرد شدن پاشنه‌ی دیوار است. به عنوان مثال، تسنیمی و همکاران [۱] و بنتی و همکاران [۲، ۳] رفتار چرخه‌ای و دینامیکی دیوارها و ساختمان‌های بنایی غیرمسلح ارائه کرده و اثرات روش‌های مختلف تقویت را بر رفتار چرخه‌ای نشان داده‌اند. همچنین تحقیقات تسنیمی و همکاران [۱]، توصیه‌های استاندارد ۲۸۰۰ [۴] در خصوص آرایش دیوارها و اتصالات عمودی پر شده با ملات مورد ارزیابی و تأیید قرار داده‌اند. تحقیقات مگنس و همکاران [۵]، گاوریلویچ و همکاران [۶، ۷]، ژوروکوفسکی [۸] و آبرام [۹، ۱۰]، که آخرین مورد آن در قالب گزارش معتبر NCEER [۱۱] نیز در دسترس می‌باشد بر اثرات مقاوم‌سازی بر عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی غیرمسلح و بهبود استراتژی‌های مقاوم‌سازی رایج متمرکز بوده است. آنها آزمایش‌های تجربی ارزشمندی را بر روی نمونه‌های اولیه دیوارهای آجری برای تعیین ظرفیت باربری و شکل‌پذیری این ساختمان‌ها و افزایش استحکام و شکل‌پذیری یک ساختمان آجری با استفاده از یک ژاکت بتن مسلح در گوشه‌های سازه انجام دادند. منحنی‌های چرخه‌ای بدست آمده از این تحقیق در مدل‌سازی سازه‌های بنایی کاربرد دارد. از دیدگاه احتمالاتی، لی و همکاران [۱۲-۱۳] دیوارهای بنایی آجری را تحت خمش یک طرفه تحت بارهای فشاری یکنواخت با متغیرهای تصادفی مدل‌سازی کردند و نتایج را با یک تحلیل غیر تصادفی مقایسه کردند. نتایج اهمیت محاسبه استحکام باند خمشی بین واحدهای جداگانه را در تحلیل‌های احتمالاتی نمایان ساخت [۱۳]. در مطالعه‌ی حاضر با استفاده از منحنی‌های شکنندگی، توابع احتمالاتی خسارت و مقادیر نرمال گروه‌های عملکردی، پارامترهای احتمالاتی تصمیم‌گیری در دو حالت پیش و پس از مقاوم‌سازی بدست آورده شده و مورد ارزیابی مقایسه‌ای قرار می‌گیرد.

<sup>1</sup> Unreinforced Masonry Buildings

## ۲- مدل سازی با استفاده از رویکرد ماکرو-المان اصلاح شده

این مقاله از روش قاب معادل اصلاح شده [۱۴]، که روشی معمول برای مدلسازی دیوارهای برشی بتن مسلح [۱۵] می باشد، با انجام اصلاحاتی به عنوان یک روش استاندارد ماکرو مناسب برای ساختمان‌های مصالح بنایی غیرمسلح برای قاب‌های با دهانه‌های نسبتاً منظم استفاده می کند. اگرچه رویکردهای ماکرو به ویژه رویکرد قاب معادل، ممکن است به دلیل انواع متعدد دیوارها و ساختمان‌های آجری، دقت پایین‌تری نسبت به روش‌های اجزا محدود داشته باشند، اما می‌توان گفت که برای مدل‌سازی کل سازه، هم چنان یک رویکرد عملی قابل قبول باقی مانده است [۱۶]. هم چنین در مطالعات عددی براساس روش اجزای محدود که اجزای دیوار به صورت المان‌های پیوسته در نظر گرفته شده، رفتار محلی و عملکرد بخش‌های تشکیل دهنده دیوارها نادیده گرفته می‌شود [۱۷]. در حالی که روش قاب معادل اصلاح شده شامل مدلسازی دیوارها با استفاده از ترکیبی از اعضای عمودی (پایه)، افقی (تیر پیوند) و اتصال اعضای صلب (نقاط اتصالی و مفاصل) می‌باشد. رویکرد رایج برای مدل‌سازی قاب معادل شامل به کارگیری اعضای عمودی و افقی به عنوان اعضای تیر-ستون و اتصال اعضای صلب به عنوان یک ناحیه صلب اتصالی براساس الگوی پیشنهادی آبرامز و کاستلی [۱۸] می‌باشد که توسط محققان زیادی مورد ارزیابی قرار گرفته است [۱۹]. رویکرد قاب معادل، با تعریف براساس معیار تسلیم هر عضو براساس نتایج آزمایش‌های گسترده قبلی سازگار می‌گردد و رفتار تمام اعضای کشسان تا زمانی که یکی از معیارهای تسلیم تعریف شده برآورده نشود خطی باقی می‌ماند. نتایج آزمون میز لرزه انجام شده بر روی ساختمان بنایی غیرمسلح در مقیاس کامل با چهار دیوار ساختمانی و مدلسازی به روش قاب معادل، سازگاری بسیار رضایت بخشی در تحلیل خطی و خطاهای نسبتاً قابل قبولی در نتایج تحلیل‌های غیرخطی و تشخیص انواع ترک‌ها از خود نشان داد [۱۶، ۲۰].

در این پژوهش روابط مورد استفاده جهت معادل‌سازی براساس روش قاب معادل اصلاح شده ارائه شده توسط آقا بابایی و همکاران اعمال می‌شود [۱۴]. انتخاب، تنظیم و تخصیص ویژگی‌های رفتاری المان‌های با طول صفر می‌بایست به گونه‌ای انجام شود که از همسو بودن واکنش نیرو-جابجایی المان ماکرو با دیوار اولیه، هم در حوزه‌های الاستیک و هم در حوزه غیرکشسانی اطمینان حاصل شود. این رویکرد مدل سازی مطابقت زیادی با روش استفاده از المان‌های الاستیک با مفاصل پلاستیک در نقاط پیش فرض دارد. جزییات روش و مدل‌سازی انجام شده را می‌توان در [۱۴] و یا با جزییات بیشتر در خصوص مدل مورد استفاده در این پژوهش در [۲۱] دنبال کرد.

مکانیزم‌هایی که با استفاده از روش قاب معادل امکان مدل‌سازی دارند تنها شامل مکانیزم‌های درون صفحه‌ای برای دیوارها می‌باشند و مکانیزم‌های شکست خارج از صفحه در مدل‌سازی حاضر لحاظ نگردیده است. گرچه تجربیات زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که اگر میان‌قاب‌ها به درستی توسط قاب پیرامونی مهار شوند، ظرفیت قابل ملاحظه‌ای، به لحاظ نیرویی و تغییرشکلی در برابر تقاضاهای خارج از صفحه میان قاب دارا می‌باشند و عدم لحاظ این مکانیزم‌ها از دقت مدل‌سازی چندان نمی‌کاهد [۲۲]. پیش‌بینی اندرکنش و تأثیر رفتار داخل و خارج از صفحه میان قاب‌ها، یکی از موضوعات جدید، در زمینه‌ی ارزیابی رفتار لرزه‌ای میان قاب‌های بنایی می‌باشد [۲۲] که می‌تواند در تحقیقات آتی مورد توجه قرار گیرد.

## ۳- پلان و مشخصات سازه‌ای

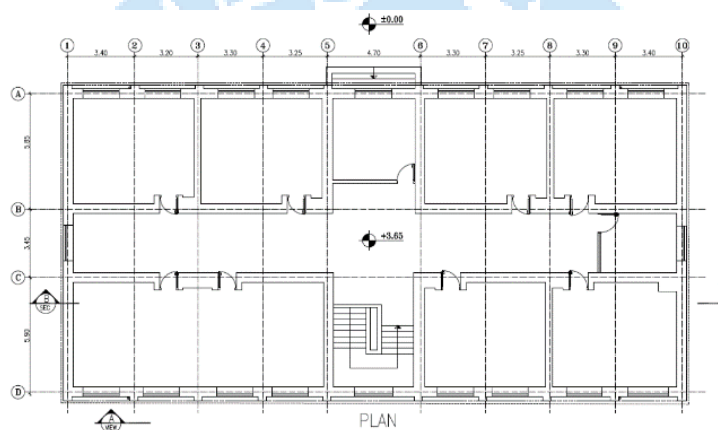
هر ساختمان بنایی دارای شرایط چالش برانگیز و منحصر به فردی است که تعمیم نتیجه‌گیری براساس یک مدل را دشوار می‌کند. با این حال، شرایط مصالح و هندسه سازه‌های بنایی بسیار نزدیک به یکدیگر می‌باشد و این موضوع نتایج را تا حد زیادی تعمیم پذیر می‌نماید. پلان مورد استفاده جهت مدل اصلی این تحقیق، پلان ساختمان دبستان بنایی دو طبقه غیرمسلح (بدون کلاف) واقع در شهر تهران می‌باشد که با پلان متداول ساختمان مدارس بنایی در بسیاری از نقاط کشور مطابقت دارد و در مطالعات انجام شده توسط سازمان توسعه نوسازی و تجهیز مدارس به عنوان نمونه اولیه در پروژه‌ها و آزمایشات تحقیقاتی متعددی مورد استفاده قرار گرفته است.

ساختمان مورد بررسی دارای ابعاد تقریبی  $32 \times 15$  متر مربع و ارتفاع کل ۷ متر می‌باشد. همچنین ساختمان شامل چهار محور دیوار موازی است که در دو محور خارجی تغییرات هندسی جزئی و بازشوهایی در دیوارها دیده می‌شود. محورهای داخلی فضای کلاس‌ها و راهرو

اصلی را ایجاد می کنند و دارای دهانه هایی با درهای کلاس و ورودی راه پله هستند. شکل ۱ پلان ساختمان مورد بررسی را نشان می دهد. در این تحقیق، ساختمان مدرسه مورد بررسی به عنوان یک مدل سه بعدی با استفاده از سه نوع المان شامل پایه ها، تیرهای پیوند و تیرهای رابط، همانطور که قبلاً ذکر شد، مدل سازی شده است.

وزن لرزه ای در هر طبقه برابر با بار مرده به اضافه ۲۰ درصد بار زنده است. بارهای زنده راهروهای کف در تمام طبقات، راهروهای طبقه اول، پشت بام و کلاس های درس به ترتیب معادل ۵۰۰، ۴۵۰، ۱۵۰ و ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. سقف ها به صورت دیافراگم صلب و ارتفاع جان پناه برابر ۵۰ سانتی متر، ارتفاع طبقات ۳/۳۵ متر، ضخامت دیوارها معادل ۳۰ سانتی متر در نظر گرفته شده است. وزن های لرزه ای اعمال شده در جدول ۱ ذکر شده است.

پلان انتخابی از دو جنبه حائز اهمیت است. جنبه اول اهمیت بررسی طرح انتخابی برای پوشش احتمال فروپاشی سازه ها و بدست آوردن منحنی های شکنندگی بخش عمده ای از مدارس کشورمان ایران و جنبه دوم امکان تعمیم و استفاده از نتایج بدست آمده برای گروه بزرگتری از مدارس ساختمان های بنایی کشور می باشد. پلان مورد استفاده با پلان انتخابی جهت مطالعه موردی انجام شده در دستورالعمل NEHRP [۲۳] از منظر درصد طول دیوار در دو جهت، درصد بازشوها و پیوند اصلی مود اول مطابقت بسیار خوبی را نشان می دهد. تحلیل و طراحی اولیه ی سازه با استفاده از تحلیل استاتیکی معادل به انجام رسیده است.



شکل ۱: پلان ساختمان ارزیابی شده

برای بررسی بیشتر، نتایج آزمایشات و مشاهدات میدانی انجام شده در [۱۴] و نتایج بدست آمده برای مشخصات مکانیکی مصالح توسط توسط قدرتی و همکاران [۲۴] برای هفت ساختمان بنایی با کاربری مدرسه و مشخصات مکانیکی مصالح براساس راهنمای NEHRP [۲۳] جمع بندی و مصالح با مشخصات آورده شده در جدول ۲ به عنوان مشخصات مقاومتی میانگین مطابق [۲۵] در مدل سازی وارد گردیده است که تطابق خوبی با مصالح مورد استفاده در [۱۴] و [۲۴] دارد. رابطه ی مورد استفاده برای بدست آوردن مدول الاستیسیته براساس مقاومت فشاری  $E=550f_m$  می باشد [۲۵]. مدول برشی  $G$  مطابق [۲۵] برابر با  $0.4E$  پیشنهاد شده است که در این مقاله با توجه به مقادیر بدست آمده در [۲۴] و مقادیر پیشنهادی [۲۳] برابر با  $0.3E$  در نظر گرفته شده است.

جدول ۱: وزن لرزه ای ناشی از وزن دیوار در طبقه اول و دوم

	Wall Axe 1 (ton)	Wall Axe 2 (ton)	Wall Axe 3 (ton)	Wall Axe 4 (ton)	Wall Axe 5 (ton)	Wall Axe 6 (ton)	Wall Axe 7 (ton)	Wall Axe 8 (ton)	Wall Axe 9 (ton)	Wall Axe 10 (ton)
Story 2 (Roof)	5.74	11.14	10.97	11.05	13.42	13.50	11.05	11.05	11.31	5.74
Story 1	6.61	12.83	12.64	12.74	15.46	15.56	12.74	12.74	13.03	6.61

جدول ۲: مشخصات مکانیکی مصالح مورد استفاده در این تحقیق

Specification	Unite Weight (kg/m <sup>3</sup> )	Shear Modulus G (GPa)	Elastic Modulus E=550×f <sub>m</sub> (GPa)	Tensile Strength (kg/cm <sup>2</sup> )	Pressure Strength f <sub>m</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
Masonry Material	1800	0.7	2.2	1.0	40

#### ۴- صحت سنجی مدل سازی

جهت اعتبارسنجی روش المان ماکرو از مطالعه آزمایشگاهی انجام شده در دانشگاه پویا استفاده شده است که محققین زیادی نیز به آن اشاره کرده‌اند و این مطالعه براساس ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی بر مبنای نمونه‌های مدل‌سازی انجام شده در تحقیقات گذشته شامل دیوارهای دارای بازشو، متشکل از چندین پانل دارای پایه‌ها، تیرهای پیوند و مناطق صلب رابط انجام شده است [۲۶، ۲۷]. در خصوص اتصال پایه‌ها نتایج هم‌ترازی مورد قبولی بین منحنی نیرو-جابجایی حاصل از تکنیک مدل‌سازی ماکرو اصلاح شده و نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد. علاوه بر این مشخص شد که عناصر ماکرو رابط با اصلاحات اعمال شده می‌توانند وضعیت آسیب پایه‌ها و تیرهای پیوند را به صورت جداگانه و دقیق‌تر بیان کنند.

برای ارزیابی قابلیت‌های روش المان ماکرو مورد استفاده و بررسی نحوه شبیه‌سازی حالات شکست غالب در پایه‌های ساختمان‌های تقویت‌نشده براساس آزمایش‌هایی با بارگذاری چرخه‌ای تک جهتی، از جزئیات نتایج تجربی شش مطالعه موردی استفاده شده است [۲۷، ۲۸]. برای شبیه‌سازی پایه‌ها با المان ماکرو پیشنهادی، گره میانی در تیر پایین در تمام درجات آزادی محدود می‌شود، در حالی که در تیر بالایی، گره میانی فقط در درجه آزادی ۳ برای پایه‌هایی با دو اتصال انتهایی محدود می‌شود. بنابراین می‌توان گفت که روش ماکرو المان پیشنهادی از دیدگاه مودهای شکست غالب و رفتارهای چرخه‌ای و شبیه‌سازی تیرهای پیوند و دیوارهای دارای بازشو سازگاری بسیار رضایت‌بخشی با نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی براساس روش قاب معادل براساس FEMA356 دارند [۲۹]. هم‌چنین، راستی‌آزمایی این روش مدل‌سازی در [۳۰] با مقایسه حداکثر تنش‌های برشی، تغییرات نسبی در رفتار چرخه‌ای و حالت غالب شکست، می‌توان استنباط کرد که از همه جنبه‌ها بین نتایج تحلیلی و تجربی سازگاری بسیار قابل قبولی وجود دارد [۱۴]. هم‌چنین، این روش مدل‌سازی در اکثر نرم‌افزارهای تحلیل سازه قابل اجرا است و امکان تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی را نیز فراهم می‌کند.

#### ۵- مشخصات حرکات نیرومند زمین

این تحقیق از یکی از لیست‌های اولیه‌ی پر استناد متشکل از ۷۹ حرکت زمین لرزه ارائه شده توسط مدینا و کراوینکلر [۳۱]، استفاده می‌کند. این لیست اولیه از پایگاه داده حرکات زمین از مرکز تحقیقات مهندسی زلزله اقیانوس آرام-دانشگاه برکلی (PEER) انتخاب و در تحقیقات زیادی در مراکز تحقیقاتی معتبر استفاده شده است [۳۲، ۳۳]. در این لیست حرکات قوی انتخابی از منظر شرایط ساختگاه، بزرگی، مکانیسم منبع و فاصله تا منبع لرزه‌زا انتخاب گردیده‌اند. اندازه‌ی بزرگی رکوردهای گنجانده شده در لیست  $M_w=5.8-6.9$  می‌باشد و فاصله تا گسل رکوردهای انتخابی بین ۱۳ تا ۶۰ کیلومتر انتخاب شده است. مجموعه رکوردهای حوزه‌ی دور منحصراً در تمام مراحل ارزیابی در این مطالعه استفاده می‌شود. این تصمیم به دلایل عملی و عدم ورود به مسائل مورد بحث در ارتباط با رکوردهای حوزه‌ی نزدیک به گسل اتخاذ گردیده است. روش دنبال شده در این پروژه برای انتخاب رکورد مناسب، انتخاب رکورد با کمترین میزان انحراف معیار در مقادیر لگاریتم طبیعی طیف پاسخ شتاب می‌باشد. بدین ترتیب پراکندگی ایجاد شده در اثر استفاده از رکوردهای مختلف کاهش می‌یابد. هم‌چنین از آن جا که رکوردهای انتخابی کمترین میزان پراکندگی را در میانگین مقادیر طیفی دارا می‌باشند، سبب پراکندگی کمی در پاسخ‌های سازه خواهند شد. جزییات و کارایی این روش در [۳۴] قابل دنبال کردن می‌باشد. رکوردهای لرزه‌ای مورد استفاده در جدول ۳ آورده شده و از طریق پایگاه‌های PEER NGA [۳۳]، COSMOS [۳۵] یا K-NET [۳۶] قابلیت دسترسی دارند.

جدول ۳: رکوردهای لرزه‌ای مورد استفاده در این مقاله

No.	Record ID	Event	Year	Station	Mw	R (km)	Mech	PGA (g)
1	IV79e13	Imperial Valley	1979	El Centro Array #13	6.53	21.9	Strike-slip	0.139
2	MH84g02	Morgan Hill	1984	Gilroy Array #2	6.20	15.1	Strike-slip	0.162
3	PM73phn	Point Mugu	1973	Port Hueneme	5.80	25.0	Reverse-slip	0.112
4	PS86psa	N.Palm Spring	1986	Palm Springs Airport	6.0	16.6	Strike-slip	0.187
5	WN87wat	Whittier Narrows	1987	Carson - Water St	6.0	24.5	Reverse	0.104
6	SF71pel	San Fernando	1971	LA - Hollywood Store Lot	6.6	21.2	Reverse-slip	0.174
7	SH87pls	Superstition Hill	1987	Plaster City	6.70	21.0	Strike-slip	0.186
8	BM68elc	Borrego Mountain	1968	El Centro Array #9	6.7	46.0	Strike-slip	0.057
9	LP89slc	Loma Prieta	1989	Palo Alto - SLAC Lab	6.9	36.3	Reverse-oblique	0.194
10	NR94del	Northridge	1994	Lakewood - Del Amo Blvd	6.7	59.3	Reverse-slip	0.137
11	CO83c05	Coalinga	1983	Parkfield - Cholame 5W	6.4	47.3	Reverse-oblique	0.131

در مدل سازی و تحلیل های صورت گرفته در این مطالعه به بررسی اثرات مولفه عمودی زلزله پرداخته نمی شود. با این حال، با توجه به اهمیت بالقوه آن، توصیه می شود که در تحقیقات آینده تأثیر مولفه عمودی بر پاسخ سازه های بنایی مورد بررسی قرار گیرد. این عامل به ویژه در پرتو مدل سازی و مشارکت موده های بالاتر در تنظیم توابع شکنندگی براساس رکوردهای حوزه ی نزدیک، می تواند تأثیرگذار باشد.

هم پایه سازی رکوردها برای ارزیابی شرایط بدون فروریزش براساس پنج سطح مقیاس بندی مربوط به زلزله مبتنی بر سطح زلزله ی طراحی ( $DBE^2$ ) انجام شده است که براساس پیوند اول اصلی سازه و در نظر گرفتن طیف هدف طراحی در بازه های مقیاس از  $0.5DBE$  تا  $2.5DBE$  محاسبه شده است. تحلیل دینامیکی غیرخطی براساس مؤلفه های N-S و E-W از ۲۲ رکورد ورودی در امتداد هر یک از دو محور متعامد اولیه (X و Y) انجام شده است. شدت بارهای لرزه ای بسته به مشخصه خاکی که امواج لرزه ای از آن عبور می کنند متفاوت است. پارامترهای مقیاس بندی رکوردها براساس طیف طراحی با استفاده از روش مقیاس بندی ASCE7-22 [۳۷] با توجه به پیوند اصلی سازه بدون هیچ گونه تغییری ترسیم و محاسبه می شوند. در این پژوهش طیف هدف، طیف بدست آمده از آیین نامه ی ۲۸۰۰ [۴] ویرایش چهارم، می باشد که با توجه به شرایط خاک نوع ۳ و لرزه خیزی بسیار زیاد لحاظ گردیده است. پیوند مود اول سازه ی مدل شده برابر با  $0.308$  ثانیه بدست آمده است.

## ۶- سطوح خرابی

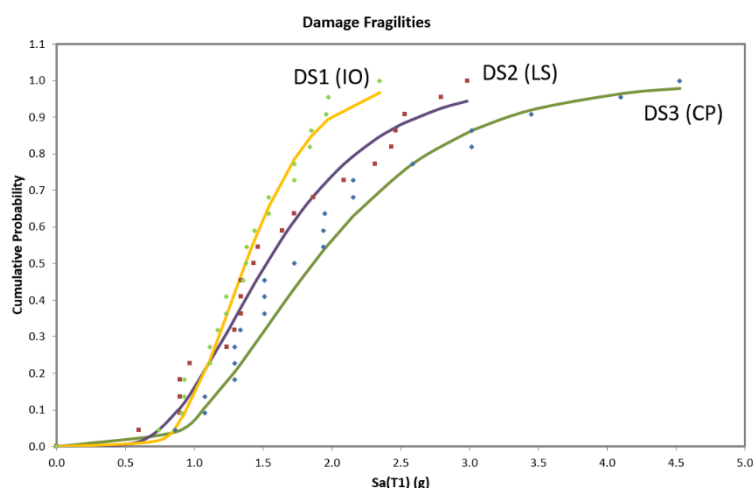
از آنجایی که سطوح عملکرد FEMA356 [۲۹] و متعاقب آن نشریه ی ۳۷۶ در خصوص بهسازی سازه های بنایی [۲۵] براساس حالت های آسیب تعریف شده است و با توجه به استفاده گسترده از این دستورالعمل در مقاوم سازی سازه ها، برای بررسی قابلیت اطمینان و ارزیابی احتمالاتی آسیب در این مطالعه نیز از این سطوح خرابی با اعمال اصلاحاتی بهره برده شده است. هم چنین با توجه به حفظ  $0.6$  ظرفیت باربری پس از رویداد فروریزش براساس حدود مشخص شده در [۲۹ و ۲۵] و تعریف حد فروریزش براساس تحلیل دینامیکی فزاینده براساس ناپایداری یا شیب کمتر از  $0.20$ ، حد فروریزش تا ناپایداری و گسیختگی از  $0.04$  به  $0.08$  (انتهای محدوده ی e براساس [۲۹ و ۲۵]) و حد ایمنی جانی نیز با حفظ نسبت موجود از  $0.03$  به  $0.06$  افزایش یافته است. سطوح پیشنهادی در این پژوهش با سطوح پرکاربرد پیشنهادی پارک و همکاران [۳۸] نیز مقایسه و با دو سطح آسیب خفیف و شدید سازگاری قابل قبول و در سطح متوسط تفاوت هایی وجود دارد. با در نظر گرفتن جابه جایی های نسبی بین طبقه های الاستیک برابر با  $0.1$  درصد، حالت های آسیب مورد نظر در این تحقیق استخراج و در جدول ۴ اشاره گردیده است. همان طور که در جدول مشاهده می شود، حدود جابه جایی نسبی پیشنهادی حدود  $0.40$  بیشتر از حدود FEMA356 [۲۹] و نشریه ی ۳۷۶ [۲۵] در دو سطح ایمنی جانی و فروریزش انتخاب شده است که به دلیل استفاده از روش قاب معادل و مفاصل پلاستیک متمرکز و به پیشنهاد [۳۹] می باشد.

جدول ۴: سطوح خرابی در نظر گرفته شده در این مطالعه و معادل سازی آن با سطوح خرابی پیشنهاد شده ی پارک و آنگ [۳۸] و FEMA356 [۲۹]

<sup>2</sup> Design Basis Earthquake

Interstory Drift Ratio by Park and Ang [۳۸]	Damage Indexes proposed by Park and Ang [۳۸]	Damage state Performance level (FEMA356 [۲۹])	Interstory Drift Ratio (FEMA356 [۲۹])	Considered Interstory Drift Ratio	Considered Damage States In this research
0.2%	Slight	IO- Immediate Occupancy	$0.1\%+0.1\%=0.2\%$	$0.1\%+0.1\%=0.2\%$	DS <sub>1</sub>
0.5%	Moderate	LS- Life Safety	$0.6+0.1=0.7\%$	$0.1\%+0.9\%=1\%$	DS <sub>2</sub>
1.2%	Severe	CP- Collapse	$0.1+0.8=0.9\%$	$0.1\%+1.2\%=1.3\%$	DS <sub>3</sub>
2.8%	Collapse				

مطالعات متعدد نشان می‌دهد که در سطوح پاسخ بالا برای سازه‌های با مقاومت بالا، سطوح آسیب شدید و فروریختگی با یکدیگر همپوشانی دارند و بنابراین، اتخاذ سه سطح آسیب به جای چهار سطح آسیب توسط پارک و آنگ [۳۸، ۴۰] تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر دقت محاسبات نگذاشته و منجر به نتیجه‌گیری‌های محافظه‌کارانه‌تری می‌گردد. شکل ۲ منحنی‌های شکنندگی بدست آمده در این مطالعه را نشان می‌دهد. پارامترهای میانه و پراکندگی مربوط به منحنی‌های شکنندگی که معادل پراکندگی حاصل از کاربرد رکوردهای مختلف  $\beta_{RTR}$  می‌باشند، در جدول ۵ به همراه تعاریف در نظر گرفته شده برای سطوح خرابی ارائه شده است. مقادیر پراکندگی نهایی برای شتاب‌های طیفی تحت تأثیر عوامل مختلفی از جمله پراکندگی مدل و مصالح و هم چنین پراکندگی پاسخ تحت رکوردهای مختلف قرار دارد



شکل ۲: منحنی‌های شکنندگی بدست آمده برای ساختمان بنایی تقویت نشده در سه سطح آسیب عملکردی

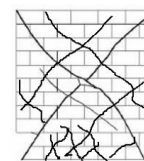
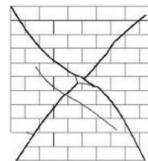
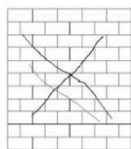
## ۷- گروه‌های عملکردی

۷-۱- گروه عملکردی دیوار بنایی: مقادیر بدست آمده از منحنی‌های شکنندگی جهت تعریف گروه‌های عملکردی دیوار سازه‌ای بنایی در جدول ۱۰ آورده شده و در برنامه‌ی محاسباتی PACT [۴۱] نیز وارد شده است.

جدول ۵: پارامترهای میانه و پراکندگی بدست آمده از منحنی‌های شکنندگی جهت تعریف گروه عملکردی دیوار بنایی غیر مسلح سازه‌ای

	DS1 (IO)	DS2 (LS)	DS3 (CP)
Median (Acceleration)	1.372	1.526	1.863
Dispersion	0.311	0.422	0.44
Description	First occurrence of major diagonal cracks remains closed with hardly noticeable residual	Wide diagonal cracks with typically have one or more cracks in each direction.	Wide diagonal cracks with typically more cracks in each direction. Crushing or spalling at wall toes near collapse

crack widths after load removal. toes. mode.

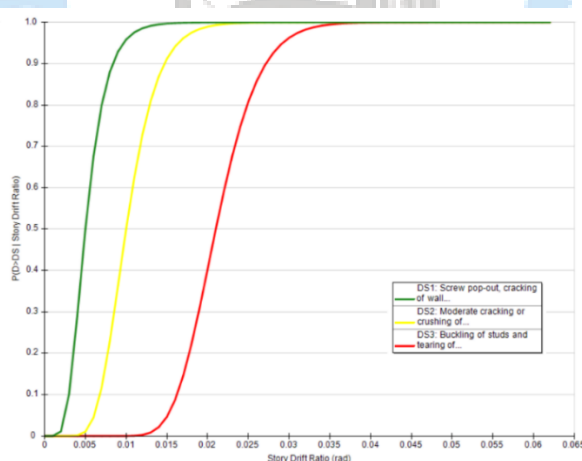


## ۲-۷- گروه‌های عملکردی غیرسازه‌ای

نمودارهای شکنندگی مورد استفاده جهت اعضای غیرسازه‌ای براساس مقادیر پیشنهادی FEMA p-58 [۴۲] تنظیم شده است. به عنوان نمونه اختصاص نمودارهای عملکردی پارتیشن‌های گچی داخلی مطابق کد (C1011.001a) در جدول ۶ و شکل ۳ آورده شده است.

جدول ۶: پارامترهای میانه و پراکندگی بدست آمده از منحنی‌های شکنندگی جهت تعریف گروه عملکردی پارتیشن‌های گچی داخلی غیرسازه‌ای

	DS1	DS2 (LS)	DS3(CP)
Median (story Drift Ratio)	0.005	0.01	0.021
Dispersion	0.4	0.3	0.2
Description	Screw pop-out. Cracking of wallboard. Warping or cracking of tape. Slight crushing of wall panels at corners	Moderate cracking or crushing of gypsum of wall boards (typically in corners). Moderate corner gap openings. Bending of boundary studs.	Buckling of studs and tearing of tracks. Tearing or bending of top track, tearing at corners with transverse walls, large gap openings, walls displaced.



شکل ۳: نمودارهای شکنندگی گروه عملکردی دیوارهای داخلی (پارتیشن) با پوشش گچی

## ۸- تقسیم‌بندی اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای

مقادیر نرمال اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای لحاظ شده توسط FEMA، دارای کاستی‌هایی می‌باشد که عمدتاً سبب تخمین دست بالای میزان خسارت می‌شود. یکی از این کاستی‌ها میزان پراکندگی بالا در توابع شکنندگی ارائه شده توسط FEMA می‌باشد که این امر در تخمین شروع یک سطح خرابی معادل خرابی با احتمال رویداد ۱٪ و پایان آن تأثیرگذار است. شروع یک سطح خرابی، نقش مهمی در محاسبه‌ی میزان خسارت سالیانه دارد؛ خصوصاً برای زلزله‌های با بزرگی کم که دارای فرکانس رویداد بالایی هستند. گرچه از آن جایی که

توابع شکنندگی خرابی و مقادیر نرمال اجزا در عمل برای تعداد محدودی از گروه‌های عملکردی تعریف می‌شود و مشارکت برخی از اجزا در نظر گرفته نمی‌شوند، این خود سبب پوشش تخمین دست بالای خسارت سایر اجزا شده و در نهایت خسارت طبقه و یا مدل در مقایسه با خسارت‌های واقعی چندان دست بالا برآورد نمی‌شود [۴۳]. در این پژوهش از توابع شکنندگی بدست آمده در بخش پیشین و از مقادیر نرمال هر گروه براساس نوع و مقادیر نرمال گروه‌های عملکردی پیشنهادی FEMA براساس احتمال مشاهده در ۵۰٪ مدارس ابتدایی، برای بدست آوردن میزان و احتمال خرابی و خسارت اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای استفاده شده است که این مقادیر تطابق بسیار زیادی با اجزای در نظر گرفته شده در فهرست بهای RSMeans [۴۴] برای کاربری مدارس دارد. برای سهولت محاسبات علاوه بر مراجع اشاره شده، می‌توان از برنامه‌ی ارائه شده در FEMA-P-58 با عنوان "تخمین مقادیر نرمال پیشنهادی FEMA" نیز استفاده نمود. گزینه‌های عملکردی مانند آسانسور و یا بالابر که شامل نمی‌گردد، حذف می‌شوند. برای پلان نشان داده شده در دو طبقه مساحت خالص (GSF<sup>3</sup>) محاسبه گردیده است که بر مبنای آن اجزای غیرسازه‌ای اختصاص یافته است: (GSF=5164x2=10328 ft<sup>2</sup>)

پراکندگی‌های ناشی از هزینه‌های مختلف تعمیر اجزا، براساس اطلاعات مالی جایگزینی اجزا محاسبه گردیده است. بدست آوردن اطلاعات اجزا به دلیل شرایط کاری پیمانکاران بسیار دشوار بوده؛ چرا که این اطلاعات معمولاً در سطوح جزئی محرمانه و یا نیازمند به قضاوت مهندسی است و در بیشتر موارد به جای اجزای سازه برای کل سازه تنظیم می‌شوند. گر چه بدست آوردن این مقادیر با توجه به کدهای قیمت رایج دشوار نمی‌باشد ولی در عمل نیازمند استفاده از پیش فرض‌هایی است. میانگین، انحراف معیار و بهترین توزیع آماری برآزش شده متناسب با هر یک از خسارت‌های وارد بر اجزای مختلف براساس ۱۰٪، ۵۰٪ و ۹۰٪ احتمال رویداد خسارت براساس توزیع احتمالاتی نرمال بدست آورده شده است. مقادیر ارائه شده برای برخی از توابع خسارت، کیفیت تعمیر را نیز لحاظ می‌کنند. مقادیر میانگین هزینه‌های تعمیر پیشنهادی FEMA براساس مقادیر پیشنهادی بیش از ده شرکت پیمانکاری مختلف تنظیم شده و مقادیر پراکندگی عمدتاً بر پایه‌ی قضاوت‌های مهندسی می‌باشد [۴۲]. روشی که این پژوهش برای مشخص نمودن هزینه‌ی تعمیر اجزا دنبال می‌کند، استفاده از سطوح تعمیر، مقادیر میانگین و انحراف معیار ارائه شده توسط FEMA در [۴۳] می‌باشد.

## ۹- هزینه‌ی اولیه‌ی سازه

برآورد اولیه‌ی هزینه‌ی سازه در این پژوهش براساس مساحت زیربنای ساختمان، کاربری، نوع مصالح، تعداد طبقات و نوع سیستم باربر ثقلی و جانبی با استفاده از فهرست‌بهای سال ۲۰۲۲ ایالات متحده‌ی آمریکا [۴۴] صورت گرفته است. استفاده از این کد در کارهای تحقیقاتی، بسیار معمول است نظیر [۴۳] و برای این منظور نرم‌افزارهای مختلفی جهت سهولت محاسبه تهیه شده که یکی از آنها نرم‌افزاری با عنوان (RSMeans) می‌باشد که از طریق سایت [۴۴] در دسترس می‌باشد. با استفاده از فهرست‌بهای سال ۲۰۲۲ ایالات متحده‌ی آمریکا و براساس ساختمان‌های مدارس کوتاه مرتبه بنایی غیرمسلح، هزینه‌ی اولیه برابر با ۱۱۰-۲۰ دلار آمریکا بر هر فوت مربع برای ایالت کالیفرنیا پیشنهاد شده است. هم‌چنین در کشور خودمان به صورت یک روش تقریبی معمولاً هزینه‌ی ساخت ساختمان بنایی را حدود ۲۰٪ هزینه‌ی ساختمان فولادی مشابه برآورد می‌کنند. از آن جا که هزینه‌ی ساختمان فولادی برابر با ۲۵۰ دلار آمریکا بر هر فوت مربع می‌باشد، هزینه‌ی اولیه‌ی ساختمان بنایی برابر با حدود ۵۰ دلار آمریکا بر فوت مربع یا ۵۳۸/۲ دلار آمریکا بر متر مربع برآورد می‌گردد. در این پژوهش، با توجه به قیمت برآورد شده براساس فهرست‌بهای RSMeans و برآوردهای منطقه‌ای، هزینه‌ی اولیه‌ی مدل-های مورد بررسی متناظر با مقدار ۵۰ دلار آمریکا بر فوت مربع زیر بنای کل در نظر گرفته شده است.

GSF=5164 × 2=10328 ft<sup>2</sup>, 10328 × 50=516400 \$ Initial Cost for a two-story masonry building

مقادیر و مشخصات توابع خسارت مالی و تاخیر در سرویس‌دهی به علت تعمیرات برای دیوار بنایی غیرمسلح و دیوارهای پارتیشن داخلی در ادامه در جداول ۷ تا ۹ آورده شده است. با توجه به پلان، درصد بازشوها برای دیوارهای راستای X یا افقی که ۴ دیوار باربر بنایی در این راستا قرار دارد ۵۰٪ و درصد دیوارها در راستای Y را برابر با ۱۵٪ و توزیع آماری در نظر گرفته شده برای خسارت در تمامی موارد توزیع نرمال در نظر گرفته شده است.

جدول ۷: هزینه‌ی تعمیر (خسارت مالی) در دیوار بنایی غیرمسلح پیش از مقاوم‌سازی (براساس واحد دلار)

<sup>3</sup> Gross Square Feet

سطح خرابی IO متناسب با نمودار شکنندگی خرابی			سطح خرابی LS متناسب با نمودار شکنندگی خرابی			سطح خرابی CP متناسب با نمودار شکنندگی خرابی		
DS <sub>1</sub>			DS <sub>2</sub>			DS <sub>3</sub>		
متوسط هزینهی تعمیر برای تعداد کم (Lower Quantity, N<2)	متوسط هزینهی تعمیر برای تعداد زیاد (Upper Quantity, N>30)	ضریب تغییرات (COV)	متوسط هزینهی تعمیر برای تعداد کم (Lower Quantity, N<2)	متوسط هزینهی تعمیر برای تعداد زیاد (Upper Quantity, N>30)	ضریب تغییرات (COV)	متوسط هزینهی تعمیر برای تعداد کم (Lower Quantity, N<2)	متوسط هزینهی تعمیر برای تعداد زیاد (Upper Quantity, N>30)	ضریب تغییرات (COV)
۴۵۶۰	۲۹۸۶	۰/۱۰۵	۶۸۰۰	۴۴۰۰	۰/۱۴۱۳	۷۸۰۰	۴۸۰۰	۰/۱۶

جدول ۸: مقادیر تابع وقفه در سرویس دهی برای دیوار بنایی غیر مسلح (براساس واحد روز)

سطوح خرابی IO و LS به ترتیب متناسب با نمودار شکنندگی خرابی DS <sub>1</sub> و DS <sub>2</sub>			سطح خرابی CP متناسب با نمودار شکنندگی خرابی DS <sub>3</sub>		
متوسط زمان لازم براساس روز جهت تعمیرات برای تعداد کم (Lower Quantity, N<2)	متوسط زمان لازم براساس روز جهت تعمیرات برای تعداد بالای خرابی (Upper Quantity, N>30)	ضریب تغییرات (COV)	متوسط زمان لازم براساس روز جهت تعمیرات برای تعداد کم خرابی (Lower Quantity, N<2)	متوسط زمان لازم براساس روز جهت تعمیرات برای تعداد بالای خرابی (Upper Quantity, N>30)	ضریب تغییرات (COV)
۳/۹۲۴۷	۲/۶۱۵۳	۰/۲۷۱۲	۵/۶۱۵۳	۳/۷۴۴۷	۰/۲۷۱۲

جدول ۹: هزینهی تعمیر (خسارت مالی) در دیوارهای داخلی پارتیشن گچی (براساس واحد دلار)

سطح خرابی IO متناسب با نمودار شکنندگی خرابی DS <sub>1</sub>			سطح خرابی LS متناسب با نمودار شکنندگی خرابی DS <sub>2</sub>			سطح خرابی CP متناسب با نمودار شکنندگی خرابی DS <sub>3</sub>		
متوسط هزینهی تعمیر برای تعداد کم خرابی (Lower Quantity, N<1)	متوسط هزینهی تعمیر برای تعداد بالای خرابی (Upper Quantity, N>10)	ضریب تغییرات (COV)	متوسط هزینهی تعمیر برای تعداد کم خرابی (Lower Quantity, N<1)	متوسط هزینهی تعمیر برای تعداد بالای خرابی (Upper Quantity, N>10)	ضریب تغییرات (COV)	متوسط هزینهی تعمیر برای تعداد کم خرابی (Lower Quantity, N<1)	متوسط هزینهی تعمیر برای تعداد بالای خرابی (Upper Quantity, N>10)	ضریب تغییرات (COV)
۲۶۷۷/۵	۱۴۲۸	۰/۴۸۱۴	۶۸۲۵	۳۶۴۰	۰/۵۵۵۹	۱۰۵۰۰	۷۴۳۷/۵	۰/۱۹۵۹

### ۱۰- وابستگی مقادیر خسارت

وابستگی موجود در خسارت‌های نهایی هر طبقه را می‌توان به سه زیر گروه کلی، وابستگی موجود میان مقادیر پاسخ در طبقات مختلف، وابستگی در منحنی‌های شکنندگی و وابستگی ناشی از هزینه‌های جایگزینی اجزای مختلف تقسیم‌بندی نمود [۴۳]. در مطالعه‌ی حاضر وابستگی‌های پاسخ‌ها به طور مستقیم و از طریق تحلیل مودال در نظر گرفته شده است. وابستگی‌های ناشی از وابستگی در منحنی‌های شکنندگی خرابی دو صورت دو گروه عملکردی کاملاً وابسته و کاملاً مستقل از هم تعریف می‌شود [۴۳]. در نظرگیری وابستگی میان منحنی‌های شکنندگی براساس روش PEER، خطای بیشتری نسبت به زمانی که دو خسارت کاملاً مستقل فرض شوند در هزینه‌ی

خسارت نهایی ایجاد کرده است و FEMA نیز توصیه می‌کند که در صورت غالب نبودن وابستگی دو گروه عملکردی براساس میزان هم پوشانی آن‌ها، از منحنی‌های شکنندگی وابسته استفاده نشود [۴۳، ۴۵]. در پژوهش حاضر تمامی توابع شکنندگی خرابی مطابق پیشنهاد FEMA به صورت غیر وابسته در نظر گرفته شده‌اند. وابستگی در خسارت اجزا معمولاً براساس قضاوت مهندسی [۴۳] و براساس فهرست هزینه‌ی تهیه شده از چندین شرکت پیمانکاری که در [۴۲] ذکر گردیده از طریق اصلاح هزینه‌های هر یک از گروه‌های عملکردی پیشنهادی در هزینه‌ی اجزای پیشنهادی FEMA وارد گردیده است که در این پژوهش از هزینه‌های اصلاح شده‌ی پیشنهادی FEMA استفاده می‌گردد.

## ۱۱- ارائه‌ی راهکار بهسازی جهت بهبود عملکرد سازه

با توجه به مقادیر بالای خسارات احتمالاتی اشاره شده و مقدار بالای میانه‌ی خسارت (۵۰٪ احتمال وقوع)، در این پژوهش به دنبال راهکارهایی جهت بهبود عملکرد می‌باشیم. البته ذکر این نکته لازم به نظر می‌رسد که در رابطه با مقاوم سازی تصمیم‌گیری براساس پارامترهای مختلفی انجام می‌شود و یکی از این پارامترها نسبت هزینه‌ی مقاوم سازی به هزینه‌ی تخریب می‌باشد. تحلیل‌های احتمالاتی آورده‌ی مقاوم سازی در طول عمر مفید سازه که با انجام مقاوم سازی می‌تواند افزایش نیز یابد را با نرخ افزایشی هزینه‌ها و ارزش‌گذاری بنا در نظر می‌گیرد. اما هدف از این بخش انجام این قبیل تحلیل‌های احتمالاتی صرف بر روی داده‌های خسارت و... نمی‌باشد و فرض بر انتخاب گزینه‌ی مقاوم سازی و منتفی شدن گزینه‌ی تخریب گذاشته شده است. بدون این فرض بسیاری از سازه‌های بنایی براساس تحلیل‌های خسارت مشمول گزینه‌ی تخریب می‌گردند. هم‌چنین بسیاری از سازه‌های بنایی به دلیل ماهیت تاریخی و فرهنگی خود امکان اجرای گزینه‌ی تخریب را ندارند.

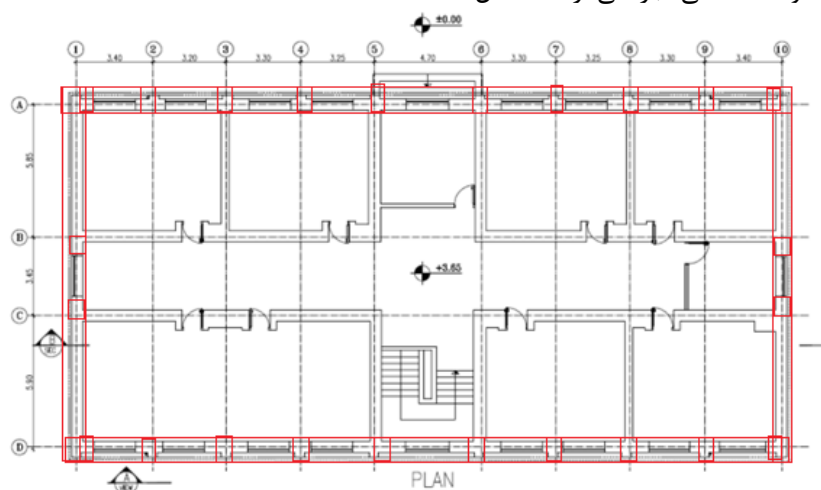
راهکارهای مقاوم سازی پیشنهادی: ۱- استفاده از کلاف‌های قائم و افقی، ۲- افزایش درصد دیوارها (کاهش درصد بازشوها)، ۳- استفاده از مصالح بتنی تقویتی به صورت روکش (شاتکریت بتن) و ۴- استفاده از میلگردهای کاشته شده در مصالح بنایی

تمامی راهکارهای اشاره شده از راهکارهای معمول مورد استفاده در مقاوم‌سازی سازه‌های بنایی می‌باشند و اولویت و میزان تاثیرگذاری بر پاسخ سازه پس از مدل‌سازی، اصلاح پاسخ‌ها و نمودارهای شکنندگی و انجام تحلیل‌های احتمالاتی خرابی و خسارت مشخص می‌گردد و انتخاب گزینه‌ها می‌تواند به شرایط اجرایی نیز بستگی داشته باشد و در عمل معمولاً چند راهکار به صورت هم‌زمان اعمال می‌گردند. در این پژوهش، مقاوم‌سازی با دو گزینه‌ی ۱ و ۲ یعنی افزایش مساحت دیوارها و اضافه نمودن کلاف‌های افقی و قائم دنبال شده است. بدیهی است که دو گزینه‌ی دیگر ضوابط خاص خود را داشته و برای بهبود طرح بهتر آن است که ضوابط آیین‌نامه‌ای برای این دو مورد نیز لحاظ گردد.

استفاده از کلاف‌های قائم و افقی: مطابق استاندارد ۲۸۰۰ [۴] و بند ۸-۵-۵-۳-۱ از مقررات ملی مبحث هشتم [۴۶] حداکثر طول مجاز محصور بین دو کلاف قائم و یا قائم و جانبی در ساختمان برابر با ۵ متر می‌باشد که با اضافه نمودن کلاف‌های قائم در چهار گوشه‌ی ساختمان و در اطراف بازشوها این شرط برقرار می‌باشد. هم‌چنین با تعبیه‌ی دو کلاف افقی در بالا و پایین دیوار، کلاف‌های قائم را به هم می‌دوزیم. با اجرای این راهکار، حداقل مقدار دیوار سازه‌ای برابر با حدود ۲۰٪ خواهد شد که ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ و هم‌چنین مقدار دیوار نسبی مورد نیاز برای دوطبقه معادل ۱۸٪ مطابق مقررات ملی، مبحث هشتم برآورده می‌سازد. راهکارهای کلاف‌بندی فقط برای دو دیوار بیرونی در راستای افقی و قائم اجرا گردیده و برای دو دیوار داخلی بنایی غیرمسلح داخلی به دلیل مشکلات اجرایی خصوصاً در زمینه‌ی کلاف افقی در پایین دیوار و بستن این کلاف‌ها به کلاف‌های افقی دیگر که نیاز به برداشتن کف‌سازی دارد، این تغییرات اعمال نمی‌گردد.

افزایش درصد دیوارها (کاهش درصد بازشوها): در این خصوص استاندارد ۲۸۰۰، نشریه‌ی ۳۷۶ [۴ و ۲۵] و مقررات ملی مبحث هشتم [۴۶] به ترتیب توصیه می‌کنند که هیچ یک از ابعاد بازشوها در ساختمان‌های بنایی از ۲/۵ و ۲ متر بزرگتر نباشند در غیر این صورت می‌بایست طرفین بازشو با کلاف‌های قائمی که به کلاف‌های افقی بالا و پایین آن طبقه دوخته و با مهار نعل درگاه بازشو در کلاف‌های قائم طرفین تقویت شوند. با مراجعه به پلان با فرض بازشوهای مربعی و یا با ارتفاع کمتر از ۲/۵ متر می‌توان از کنترل این بند اطمینان حاصل

نمود. مطابق بند ۷-۳-الف [۴] و همچنین در [۲۵ و ۴۶] توصیه می‌شود که مجموع سطح باز شو نباید از یک سوم سطح آن دیوار بیشتر باشد که با فرض دیوارهای مربعی این توصیه برقرار نخواهد شد. همچنین استاندارد ۲۸۰۰ [۴] در بند ۷-۳-ب و مقررات ملی می‌بخت هشتم [۴۶] در بند ۴-۵-۵-۸ می‌کنند که مجموع طول باز شو نباید از یک دوم طول دیوار بیشتر باشد که این بند نیز برای دیوارهای بیرونی در راستای افقی برقرار نمی‌باشد. بنابراین درصد باز شوها را برای دیوارهای راستای X یا افقی که ۴ دیوار باربر بنایی در این راستا قرار دارد از ۵۰٪ به ۳۰٪ کاهش می‌دهیم در حالی که درصد دیوارها در راستای Y برابر با ۱۵٪ باقی می‌ماند. محل قرارگیری کلاف‌های قائم و افقی در دیوارها در پلان مشخص شده است. کلاف‌های افقی در تراز بالا و پایین دیوارها (برای کل سازه در سه تراز) و کلاف‌های قائم در محل‌های مشخص شده بین دو کلاف افقی اجرا می‌گردند (شکل ۴).



شکل ۴: محل قرار گیری کلاف‌های قائم و افقی

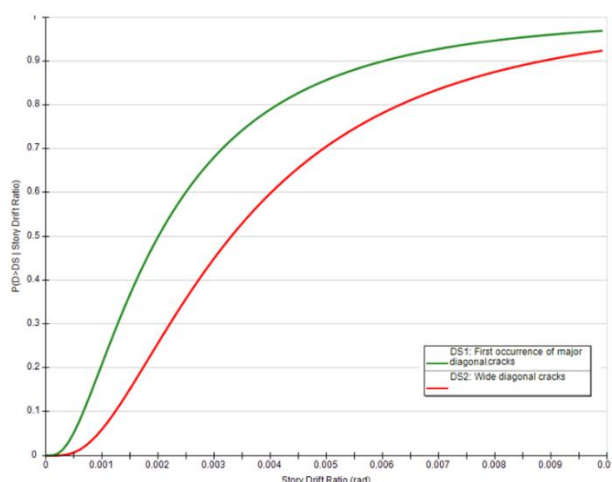
از نقطه نظر اجرایی برای تقویت سازه بهتر آن است که کلاف‌ها به صورت کلاف بتنی اجرا گردند. به جای کلاف بتنی در پایین‌ترین تراز از شالوده‌ی نواری در زیر دیوارها استفاده گردیده است. مقاومت مشخصه‌ی بتن و مقاومت مشخصه‌ی میلگرد مورد استفاده در کلاف‌ها به ترتیب می‌بایست حداقل ۲۰ و ۲۴۰ مگا پاسکال باشد. عرض کلاف‌ها حدود ۲۵ سانتی‌متر (ضخامت دیوار) و ارتفاع کلاف‌های افقی بتنی از دو سوم ضخامت دیوار و یا ۲۵ سانتی‌متر کمتر نباشد. کلاف‌های قائم در گوشه‌های ساختمان و در محل تقاطع دیوارها قرار داده شده و در شکل ۴ نشان داده شده است و بین دو کلاف افقی از بالا تا پایین به صورت غیرمنقطع اجرا گردیده است. هیچ دیواری با طول بیشتر از ۵ متر بدون کلاف قائم در مدل اصلاح شده وجود ندارد و فاصله‌ی آزاد بین دو کلاف قائم از ۵ متر کمتر می‌باشد. میلگردهای قائم با خم ۹۰ درجه در داخل بتن می‌بایست مهار شود. مشخصات کلاف‌های قائم در اطراف باز شوها مطابق جزییات زیر است: مقطع کلاف:  $20 \times 10$ ، میلگردهای طولی کلاف:  $4\Phi 10$  و میلگردهای عرضی کلاف:  $8\Phi @ 20 \text{ cm}$ .

مطابق طرح مقاوم‌سازی پیشنهادی استفاده از میلگردهای میانی که در استاندارد ۲۸۰۰ [۴] و بند ۸-۵-۳-۵ از مقررات ملی می‌بخت هشتم [۴۶] توصیه به اجرای آن می‌باشد در سه ارتفاع وسط، یک ششم بالایی و یک ششم پایینی ارتفاع دیوار لحاظ نگردیده است و اجرای آن مستلزم تخریب شدید دیوار می‌باشد. بنابراین در ناحیه‌ی بین کلاف‌های قائم و کلاف‌های افقی دیوار بنایی بدون میلگرد و به صورت غیرمسلح مدل‌سازی انجام شده است.

## ۱۲- تعریف گروه عملکردی دیوار مصالح بنایی مسلح

نمودارهای شکنندگی اصلاح شده با اعمال راهکارهای مقاوم‌سازی برای دیوارهای بنایی با درصد متناظر کلاف‌های افقی و قائم در شکل ۵ و جدول ۱۰ آورده شده است. درصد باز شوها در راستای X از ۵۰٪ به ۳۰٪ کاهش داده شده است. با افزایش محدوده‌ی پاسخ‌ها، میزان انحراف معیار نیز افزایش زیادی یافته است. همچنین با مسلح نمودن دیوار و افزایش شکل‌پذیری پارامتر پاسخ مورد بررسی از شتاب

بین طبقه‌ای برای دیوارها به پارامتر نسبت جابه‌جایی نسبی (دریفت) تغییر پیدا نموده است و دیوار از یک المان وابسته به شتاب به المان وابسته به تغییر شکل تغییر پیدا نموده است.



شکل ۵: محل قرارگیری کلاف‌های قائم و افقی

جدول ۱۰: پارامترهای میانه و پراکندگی مربوط به منحنی‌های شکنندگی

	DS <sub>1</sub> (IO)	DS <sub>2</sub> (LS)
Median of Drift (rad)	0.002	0.0033
$\beta_{RTR}$	0.86	0.77
Description	First occurrence of major diagonal cracks. Cracks remain closed with hardly noticeable residual crack widths after load removal.	Wide diagonal cracks with typically one or more cracks in each direction. Crushing or spalling at wall toas.

### ۱۳- مقادیر و مشخصات توابع خسارت مالی و وقفه در سرویس‌دهی برای دیوار بنایی مسلح شده با کلاف

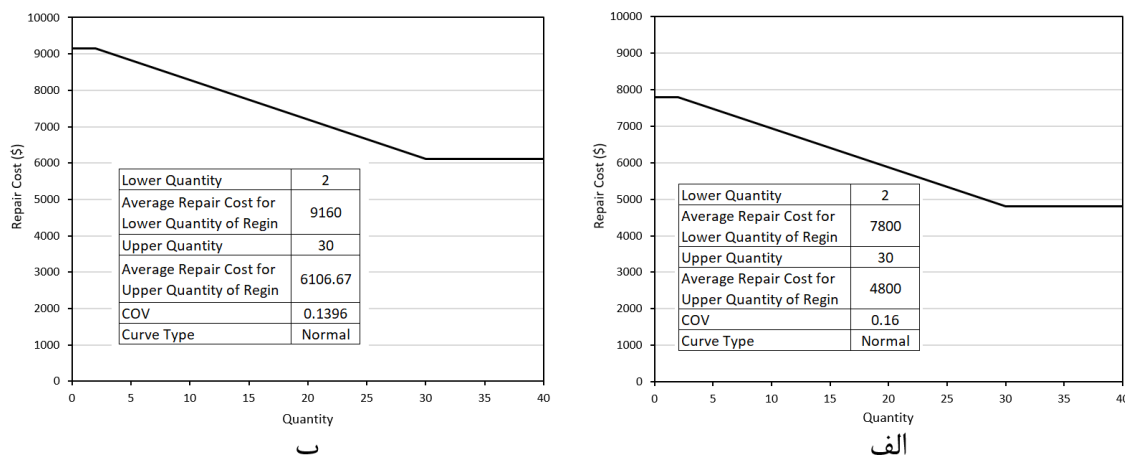
با توجه به نزدیک بودن میزان ترک‌های در نظر گرفته شده در سطح عملکردی DS<sub>2</sub>-LS در مرحله‌ی پیش از مقاوم‌سازی و سطح عملکردی DS<sub>1</sub> پس از مقاوم‌سازی، مقادیر خسارت مالی به علت تعمیرات برای دیوار بنایی مسلح شده با کلاف در جدول ۱۱ و شکل ۶ برای این دو سطح عملکردی فروریزش، پیش و دیگری پس از مقاوم‌سازی در ادامه مورد مقایسه قرار گرفته است. هزینه‌ی کلاف‌های افقی و قائم به صورت مجزا از هزینه‌ی دیوار در محاسبات لحاظ می‌گردد و نمودارهای شکل ۶ فقط شامل هزینه‌ی دیوار می‌باشد.

جدول ۱۱: هزینه‌ی تعمیر (خسارت مالی) در دیوار بنایی غیر مسلح پس از مقاوم‌سازی

سطح خرابی IO متناسب با نمودار شکنندگی خرابی DS <sub>1</sub>			سطح خرابی LS متناسب با نمودار شکنندگی خرابی DS <sub>2</sub>		
متوسط هزینه‌ی تعمیر	متوسط هزینه‌ی تعمیر	ضریب تغییرات	متوسط هزینه‌ی تعمیر	متوسط هزینه‌ی تعمیر	ضریب تغییرات
برای مقادیر بالای خرابی (Upper Quantity, N>30)	برای مقادیر کم خرابی (Lower Quantity, N<2)	(COV)	برای مقادیر بالای خرابی (Upper Quantity, N>30)	برای مقادیر کم خرابی (Lower Quantity, N<2)	(COV)
۳۴۸۰	۹۱۶۰	۰/۱۰۱۴	۶۱۰۷	۵۲۲۰	۰/۱۳۹۶

انجام راه‌کارهای مقاوم‌سازی پیشنهاد شده میزان خسارت وارد بر واحد دیوار را نیز از ۶۸۰۰ دلار آمریکا به ۵۲۲۰ دلار آمریکا کاهش داده است. هم‌چنین سبب کاهش تعداد دیوارهای آسیب دیده و کاهش احتمال وارد شدن خسارت به یک دیوار خاص و در نهایت

کاستن از میزان خسارت مالی وارد بر دیوار خواهد گردید. به علت هزینه‌ی اولیه‌ی بیشتر ساخت دیوار مسلح در مقایسه با دیوار غیرمسلح که شامل هزینه‌ی بیشتر خود دیوار به دلیل درصد بازشوهای کمتر و همچنین هزینه‌ی نفر ساعت ساخت، خسارت اقتصادی رخداد فروریزش برای سازه پس از انجام مقاوم‌سازی بیشتر بدست آمده است

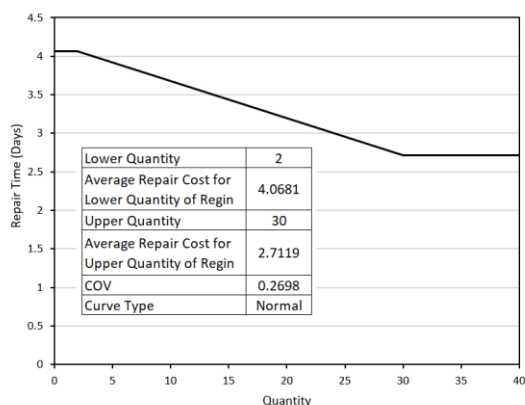


شکل ۶: مقادیر تابع خسارت اقتصادی برای دیوار بنایی غیرمسلح در سطح خرابی  $DS_3$  (پیش از مقاوم‌سازی و ب) مقادیر تابع خسارت برای دیوار بنایی مسلح در سطح خرابی  $DS_2$  پس از اجرای راهکارهای مقاوم‌سازی

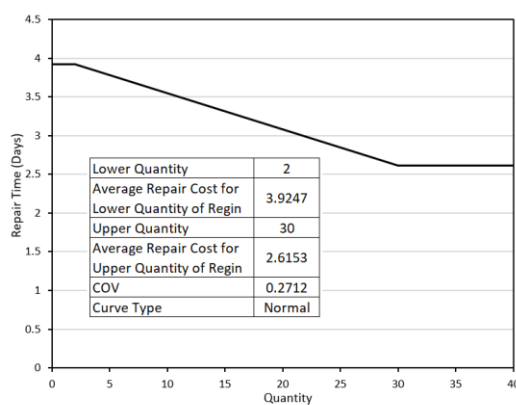
توابع خسارت ناشی از وقفه در سرویس‌دهی در ادامه برای دو سطح  $DS_1$  و  $DS_2$  در حالت‌های پیش و پس از انجام بهسازی در جدول ۱۲ و شکل‌های ۷ و ۸ آورده شده است. در سطح خرابی ترک‌های جزئی میزان تعداد شبانه‌روزهای وقفه در سرویس‌دهی حدوداً ثابت باقی مانده و برای تعداد حداقل در نظر گرفته شده که برابر با دو دیوار در هر دو حالت می‌باشد، پیش از مقاوم‌سازی کمی کمتر از ۴ شبانه‌روز (دو ساعت و نیم کمتر از ۴ شبانه‌روز) و برای همان تعداد دیوار پس از مقاوم‌سازی کمی بیشتر از ۴ شبانه‌روز (۱ ساعت و ۱۵ دقیقه بیشتر از ۴ شبانه‌روز) تعمیر به طول می‌انجامد و می‌توان گفت زمان لازم جهت تعمیرات در حدود ۴ شبانه‌روز ثابت باقی مانده است. این در حالی است که در سطح خرابی بالاتر، پس از انجام مقاوم‌سازی زمان لازم جهت تعمیر بیشتر می‌شود و از ۵ شبانه‌روز و ۱۵ ساعت به ۷ شبانه‌روز و ۳ ساعت می‌رسد و علت آن را می‌توان در جزئیات اجرایی بیشتر دیوار پس از مقاوم‌سازی و درصد بیشتر سطح دیوارها دانست. بازسازی و تعمیر کلاف‌های اضافه شده پس از مقاوم‌سازی که در پروژه‌ی حاضر از کلاف‌های بتنی قائم و افقی استفاده شده است در هزینه‌ی اقتصادی و زمان لازم جهت تعمیر لحاظ نشده است. همچنین لازم به توضیح است که احتمال رسیدن به سطح  $DS_3$  که سطح نزدیک به فروریزش می‌باشد پس از اجرای راه کارهای مقاوم سازی کاهش زیادی نسبت به احتمال رسیدن به سطح CP پیش از اجرای مقاوم‌سازی دارد و این امر موجب می‌شود که در مجموع ریسک مدت زمان لازم جهت تعمیر سازه پس از مقاوم‌سازی کاهش یابد.

جدول ۱۲: مقادیر تابع وقفه در سرویس‌دهی برای دیوار بنایی غیر مسلح

سطوح خرابی IO و LS به ترتیب متناسب با نمودار شکنندگی خرابی $DS_1$ و $DS_2$			سطح خرابی CP متناسب با نمودار شکنندگی خرابی $DS_3$		
متوسط زمان لازم براساس روز	متوسط زمان لازم براساس روز	متوسط زمان لازم	ضریب تغییرات	ضریب تغییرات	ضریب تغییرات
جهت تعمیرات برای تعداد کم خرابی (Lower Quantity, $N < 2$ )	روز جهت تعمیرات برای تعداد زیاد خرابی (Upper Quantity, $N > 30$ )	براساس روز جهت تعمیرات برای تعداد کم خرابی (Lower Quantity, $N < 2$ )	(COV)	جهت تعمیرات برای تعداد بالای خرابی (Upper Quantity, $N > 30$ )	(COV)
۴/۰۶۸۱	۲/۷۱۱۹	۷/۱۳۹۹	۰/۲۶۹۸	۴/۷۶۰۱	۰/۲۸۶۳

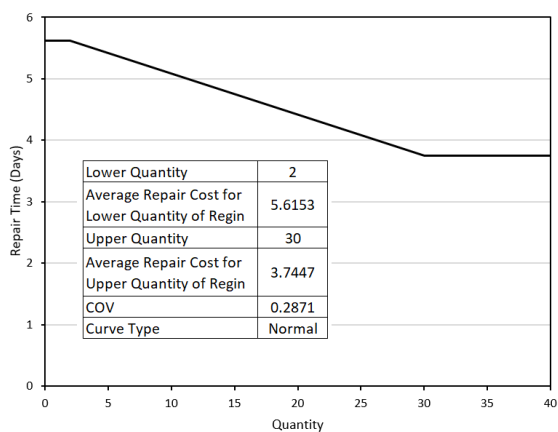


ب

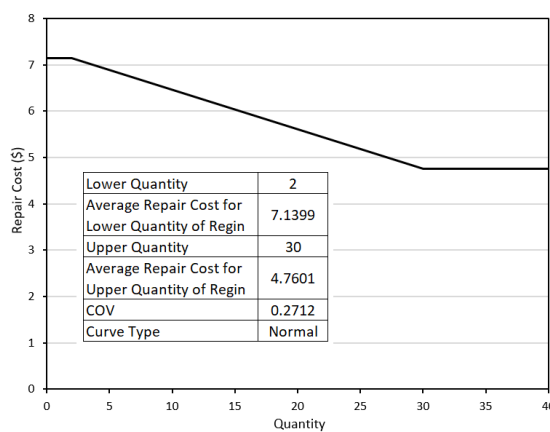


الف

شکل ۷: مقادیر تابع خسارت وقفه در سرویس‌دهی برای دیوار بنایی غیر مسلح (الف) در سطح خرابی DS<sub>1</sub> پیش از انجام راهکارهای مقاوم سازی و (ب) سطح خرابی DS<sub>1</sub> پس از اجرای راهکارهای مقاوم سازی



ب



الف

شکل ۸: الف) مقادیر تابع خسارت وقفه در سرویس‌دهی برای دیوار بنایی غیرمسلح (الف) در سطح خرابی DS<sub>3</sub> و (ب) در سطح خرابی DS<sub>2</sub> پس از اجرای راهکارهای مقاوم‌سازی

#### ۱۴- معیار تعداد مرگ و میر و مصدومین ناشی از ساختمان حین زلزله در اثر (اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای)

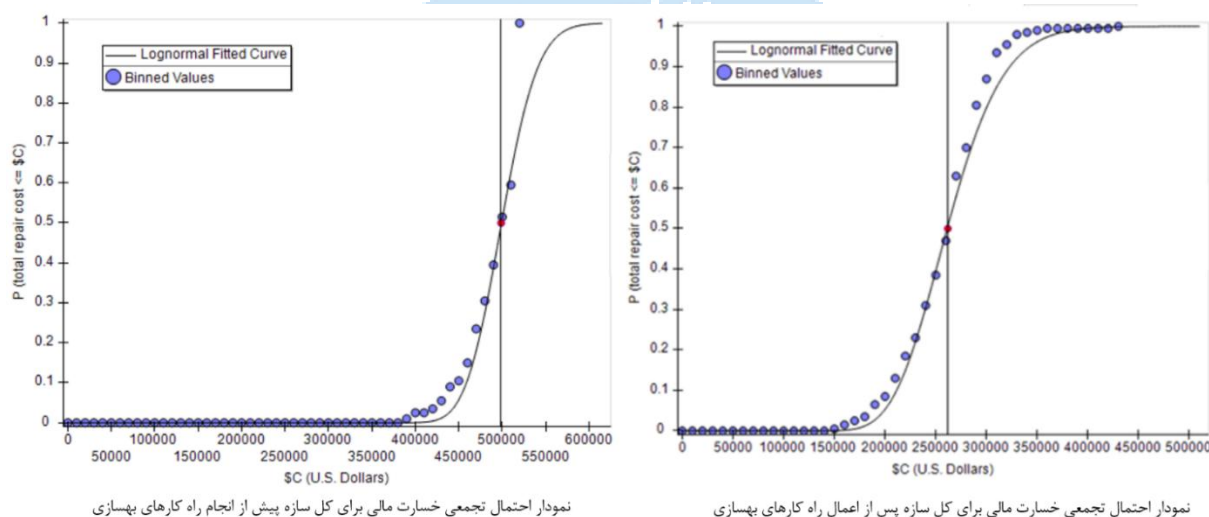
استفاده از معیار خسارت اقتصادی و میزان وقفه در سرویس‌دهی دو معیار معمول پر استفاده جهت برآوردهای احتمالاتی-کمی عملکرد می‌باشد. اما همواره تعداد مرگ و میر (تلفات جانی) و تعداد مجروحین یکی از معیارهای مهم برای مهندسان و افراد جامعه و هم-چنین کدهای ارزیابی عملکرد و طراحی با در نظرگیری پایین‌ترین سطح عملکرد مورد قبول برای سازه‌های معمول معادل ایمنی جانی می-باشد. بررسی نفرت مرگ و میر در این پژوهش به معنای مجاز دانستن لحاظ نمودن سطوح عملکردی پایین‌تر از ایمنی جانی برای ساختمان مورد بررسی نمی‌باشد. بررسی‌ها با استفاده از الگوهای جمعیتی ارائه شده توسط FEMA برای ساختمان‌های با کاربری مدرسه‌ی ابتدایی انجام گرفته است. این الگوی جمعیتی در جدول ۱۳ آورده شده است. در این الگوی جمعیتی میزان حضور افراد از ساعت ۷ صبح تا ۵ بعدازظهر در مدرسه در نظر گرفته شده که برای ایام هفته و آخر هفته متفاوت می‌باشد. این الگو امکان برآورد احتمالاتی رخ داد تلفات و صدمات جانی را فراهم می‌سازد. در این پژوهش، توزیع رخداد زلزله در یک شبانه‌روز به صورت یکنواخت در نظر گرفته شده است.

جدول ۱۳: الگوی جمعیتی مدارس ابتدایی مطابق الگوی Education (k-12) Elementary Schools-(Peak Number of Occupants per 1000 sf, COV=0.2) [۴۲]

Hours	12 AM- 5 AM	6 AM -7 AM	7 AM -1 PM	1 PM – 2 PM	2 PM – 5 PM	5 PM-11 PM
Weekdays	0%	5%	100%	50%	5%	0%
Weekend	0%	0%	2%	2%	0%	0%

## ۱۵- بررسی تحلیل‌های انجام شده

تحلیل‌ها در دو مرحله‌ی پیش و پس از انجام مقاوم‌سازی انجام گرفته و متناسب با آن توابع شکنندگی، مقادیر نرمال و توابع خسارت مربوطه در نظر گرفته شده و مدل‌های احتمالاتی خسارت برای شدت‌های مختلف زلزله تنظیم و نتایج بدست آمده در دو حالت بررسی شده است. تحلیل‌های احتمالاتی علاوه بر لحاظ نمودن مسائل مربوط به سازه و مشخصات آن، بهبود رفتار لرزه‌ای و موارد فنی، پیامدهای اقتصادی طرح و مسائل ثانویه و یا هزینه‌های غیرمستقیم را نیز می‌توانند لحاظ نموده و امکان تصمیم‌گیری جامع‌تری را جهت مقایسه‌ی طرح‌های مقاوم‌سازی و تصمیمات مختلف در ارتباط با بهبود عملکرد سازه فراهم سازند. نمودار احتمال تجمعی خسارت با فرض توزیع لگ نرمال برای تابع خسارت در حالت پیش و پس از انجام راهکارهای بهسازی در شکل ۹ آورده شده است.



نمودار احتمال تجمعی خسارت مالی برای کل سازه پیش از انجام راه کارهای بهسازی

نمودار احتمال تجمعی خسارت مالی برای کل سازه پس از اعمال راه کارهای بهسازی

شکل ۹: نمودار احتمال تجمعی خسارت مالی برای کل سازه پیش و پس از انجام راهکارهای بهسازی

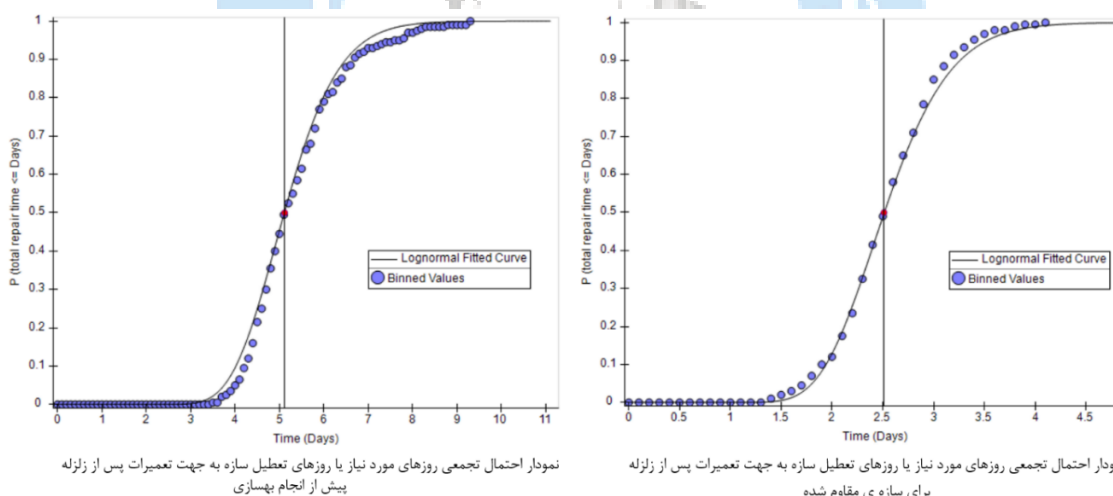
پیش از انجام مقاوم‌سازی احتمال این که مقدار خسارت کل سازه از ۴۵۰ هزار دلار آمریکا کمتر باشد حدود ۱۵٪ و احتمال این که خسارت از ۵۰۰ هزار دلار آمریکا کمتر باشد ۵۰٪ می‌باشد. این در حالی است که پس از انجام راه کارهای بهسازی، با اطمینان حدود ۱۰٪ خسارت سازه از ۴۵۰ هزار دلار آمریکا کمتر می‌باشد، همچنین به احتمال ۱۵٪ خسارت مالی از ۲۲۷ هزار دلار آمریکا و با احتمال ۵۰٪ خسارت سازه از ۲۶۰ هزار دلار کمتر می‌باشد. مشاهده می‌شود که اجرای راهکارهای بهسازی، مقدار میانه‌ی خسارت ساختمان مورد بررسی را از ۵۰۰ هزار دلار آمریکا به ۲۶۰ هزار دلار آمریکا کاهش می‌دهد که کاهش بسیار ارزشمندی معادل با ۴۸٪ کاهش در میزان خسارت اقتصادی حاصله می‌باشد. همچنین می‌توان گفت که به احتمال نزدیک به ۱۰۰٪، پیش از مقاوم‌سازی هزینه‌ی خسارت از ۵۸۰ هزار دلار آمریکا کمتر می‌باشد؛ با انجام راهکارهای مقاوم‌سازی می‌توان نتیجه‌گیری نمود که به احتمال نزدیک به ۱۰۰٪ هزینه‌ی خسارت از ۴۵۰ هزار دلار آمریکا کمتر خواهد بود که معادل ۲۲٪ کاهش را نشان می‌دهد. به احتمال ۱۰٪ هزینه‌ی خسارت پیش از مقاوم‌سازی برابر با ۴۳۵ هزار دلار آمریکا و پس از مقاوم‌سازی ۲۰۲ هزار دلار آمریکا می‌باشد که معادل ۵۳٪ کاهش در خسارت اقتصادی را نشان می‌دهد. بررسی‌های انجام شده نشان می‌دهد که درصد کاهش خسارت در مقادیر کوچک خسارت، بیشتر از درصد کاهش خسارت در مقادیر بزرگتر متناسب با درصد احتمال تجمعی رویداد بیشتر می‌باشد. این موضوع در جدول ۱۴ به صورت عددی آورده شده است.

جدول ۱۴: مقادیر خسارت برآورد شده و درصد کاهش پس از انجام راه کارهای مقاوم سازی

خسارت مالی سازه (هزار دلار)	احتمال تجمعی رویداد									
	%۱۰	%۲۰	%۳۰	%۴۰	%۵۰	%۶۰	%۷۰	%۸۰	%۹۰	%۱۰۰
پیش از مقاوم سازی	۴۳۵	۴۶۲	۴۷۵	۴۸۰	۵۰۰	۵۱۰	۵۲۲	۵۳۰	۵۵۰	۶۰۰
پس از مقاوم سازی	۲۰۲	۲۲۵	۲۳۵	۲۵۰	۲۶۰	۲۷۸	۲۹۰	۳۰۰	۳۲۰	۴۵۰
درصد کاهش	%۵۷	%۵۱	%۵۱	%۴۸	%۴۸	%۴۵	%۴۴	%۴۳	%۴۲	%۲۵

از آن جا که تعداد زلزله‌های با مقدار کم بیشتر از تعداد زلزله‌های با شدت بیشتر است، لذا اهمیت و آورده‌ی مقاوم‌سازی انجام شده در طول مدت عمر مفید سازه بیشتر در زلزله‌های کوچکتر حاصل خواهد شد. برای تصمیم‌گیری در رابطه با راهکارهای مقاوم‌سازی نیز می‌توان از میزان کاهش در میزان خسارت در سطح خاصی از احتمال استفاده نمود. اگر به دنبال کاستن از مقادیر خسارتی کم می‌باشیم که این مقادیر در سطوح عملکردی بالا به طور مثال استفاده‌ی بدون وقفه تحت زلزله‌ی طراحی و یا تحت زلزله‌هایی با شدت بیشتر از سطح طراحی حاصل می‌شوند، میزان تفاوت و یا درصد کاهش در اثر اعمال راه کارهای مقاوم‌سازی بیشتر می‌باشد. هر چه به سطح فروریزش و یا احتمال شکست نزدیک می‌شویم مقادیر تفاوت ایجاد شده در خسارت در اثر اعمال راهکارهای مقاوم‌سازی کمتر می‌گردد.

هم‌چنین در شکل ۱۰ نمودار شبانه‌روزی‌های تعطیلی یا وقفه در سرویس‌دهی سازه به جهت تعمیرات پس از زلزله پیش و پس از بهسازی نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که اجرای راهکارهای بهسازی، مقدار میانه‌ی زمان ایجاد شده جهت وقفه در سرویس‌دهی مورد بررسی را از ۵ شبانه روز و ۲/۵ ساعت به ۲ شبانه روز و ۱۲ ساعت کاهش می‌دهد که کاهش بسیار ارزشمندی معادل با ۵۱٪ کاهش در میزان وقفه در سرویس‌دهی حاصل می‌باشد. پیش از بهسازی سازه، زمان ایجاد شده جهت وقفه در سرویس‌دهی به احتمال نزدیک ۱۰٪ پیش از مقاوم‌سازی حدود ۹ شبانه روز و ۱۷ ساعت می‌باشد؛ با انجام راهکارهای مقاوم‌سازی می‌توان دریافت که به احتمال نزدیک به ۱۰٪ هزینه‌ی زمان ایجاد شده جهت تعمیرات حدود ۴ شبانه روز و ۷ ساعت می‌باشد که حدود ۵۵٪ کاهش در زمان تعمیر را پس از مقاوم‌سازی نشان می‌دهد.

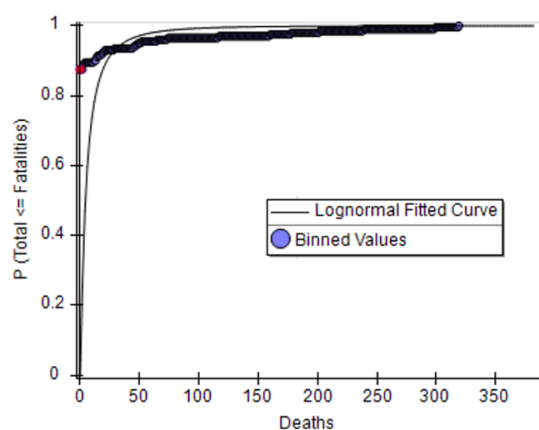


شکل ۱۰: نمودار احتمال تجمعی وقفه در سرویس‌دهی برای کل سازه پیش و پس از انجام راهکارهای بهسازی

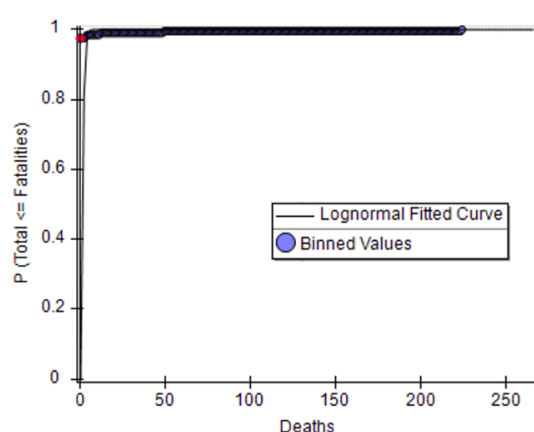
ارزیابی احتمالاتی تعداد مرگ و میر ناشی از حوادث حین زلزله در اثر ساختمان (اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای) در شکل ۱۱ و جدول ۱۵ آورده شده است. اجزای غیرسازه‌ای در میزان مرگ و میر و هم‌چنین تعداد مصدومین بسیار موثر می‌باشند که در این پژوهش تعداد و مشخصات اجزای غیرسازه‌ای در دو حالت بررسی پیش از مقاوم‌سازی و پس از مقاوم‌سازی متفاوت نمی‌باشد تنها درصد اندکی از بازشوها به دلیل افزایش درصد دیوارها کاسته شده است و این درحالی است که در عمل می‌توان با رعایت توصیه‌های مرتبط با اجزای غیرسازه‌ای از میزان تلفات و علی‌الخصوص تعداد مصدومین کاست.

با مراجعه به شکل ۱۱، می‌توان دریافت که احتمال صفر بودن تعداد مرگ و میر در طیف شدت‌های زلزله‌های مختلف که هر کدام با احتمال رویداد متناظر با خود هم‌پایه شده برابر با ۸۷٪ می‌باشد که احتمال بالایی است اما باید به این نکته نیز توجه داشت که برای ۵۰

نفر مرگ و میر احتمال رویداد حدوداً ۹۲٪ می باشد که تعداد مرگ و میر بالایی می باشد و این در حالی است که درصد احتمال مرگ و میر تغییر بسیار کمی کرده است و می توان گفت که با آغاز فروریزش تعداد مرگ و میر به صورت یکباره افزایش می یابد و بنابراین میزان ۸۷٪ احتمال عدم مرگ و میر احتمال مطلوبی محسوب نمی شود. برای حالت پس از اعمال راه کارهای مقاوم سازی احتمال صفر بودن تعداد مرگ و میر به ۹۷/۵٪ رسیده است و احتمال این که تعداد مرگ و میر از ۲۰ نفر کمتر باشد حدود ۱۰۰٪ است که با وجود نسبتاً بالا بودن در مقایسه با حالت پیش از مقاوم سازی بهبود زیادی در این زمینه حاصل شده است.



برآورد احتمالاتی مرگ و میر در ساختمان بنایی غیر مسلح  
پیش از اعمال راهکار مقاوم سازی



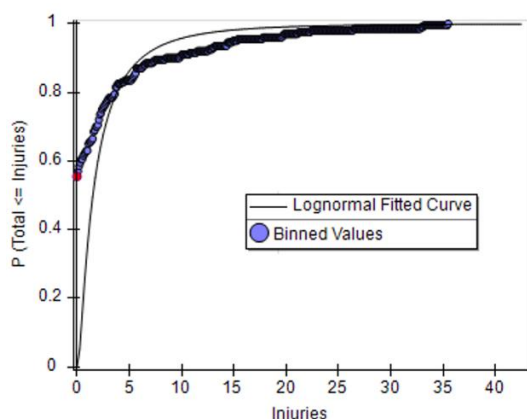
برآورد احتمالاتی مرگ و میر در ساختمان بنایی مسلح شده با کلاف های افقی و قائم  
پس از اعمال راهکار مقاوم سازی

شکل ۱۱: برآورد احتمالاتی تعداد مرگ و میر پیش بینی شده در ساختمان بنایی غیرمسلح با کاربری مدرسه و مشخصات سازه ای و غیرسازه ای و گروه های عملکردی و توزیع جمعیتی لحاظ شده پیش از مقاوم سازی و پس از اعمال راهکارهای مقاوم سازی

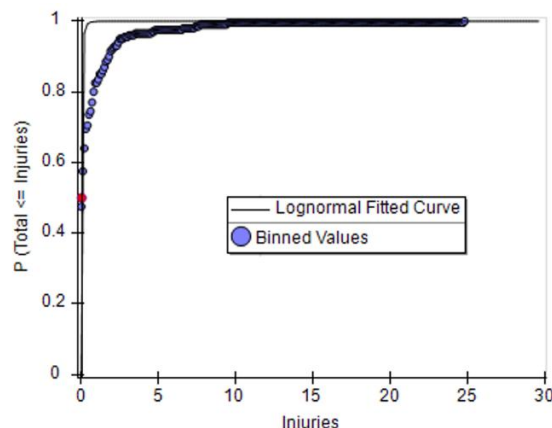
جدول ۱۵: تعداد مرگ و میر برآورد شده و پیش و پس از انجام راه کارهای مقاوم سازی

پیش از مقاوم سازی		پس از مقاوم سازی	
احتمال	تعداد مرگ و میر	احتمال	تعداد مرگ و میر
۸۷٪	~	۹۷/۵٪	۰
۹۲٪	۵۰	۹۹/۵٪	۲۰

همچنین باید به این نکته نیز توجه داشته باشیم که مطابق ASCE7-22 [۳۷] احتمال فروریزش تحت زلزله MCE یا ۱/۵DBE می بایست محدود به ۱۰٪ باشد. این در حالی است که احتمال مرگ و میر که با احتمال فروریزش ارتباط مستقیمی دارد تحت محدوده ای گسترده ای از رکوردها از ۰/۱DBE تا ۱/۲DBE برای سازه ی بنایی مورد مطالعه پیش و پس از مقاوم سازی به ترتیب حدود ۱۳٪ و ۲/۵٪ بدست آمده است و نشان می دهد که راهکارهای بهبود عملکرد تاثیر بسیار زیادی بر روی تعداد مرگ و میر خواهد گذاشته است. همچنین تاکید می گردد که بررسی انجام شده بر روی تعداد مرگ و میر تنها به عنوان شاخصه ای برای نشان دادن اهمیت اعمال راه کارهای مقاوم سازی می باشد و تقریباً مطابق تمامی آیین نامه ها و دستورالعمل های موجود مرگ و میر ناشی از بارگذاری لرزه ای در سطح زلزله ی طرح برای کاربری مدرسه مجاز نمی باشد.



برآورد احتمالاتی تعداد زخمی ها در ساختمان بنایی غیرمسلح با کاربری مدرسه  
پیش از اعمال راهکار مقاوم سازی



برآورد احتمالاتی تعداد زخمی ها در ساختمان بنایی مسلح شده با کلاف های افقی و قائم  
پس از اعمال راهکارهای مقاوم سازی

شکل ۱۲: برآورد احتمالاتی تعداد مصدومین پیش بینی شده در ساختمان بنایی غیرمسلح با کاربری مدرسه و مشخصات سازه‌ای و غیرسازه‌ای و گروه‌های عملکردی و توزیع جمعیتی لحاظ شده پیش از مقاوم‌سازی و پس از اعمال راهکارهای مقاوم‌سازی

نمودار تعداد مصدومین پیش از اعمال راهکارهای مقاوم‌سازی در شکل ۱۲ آورده شده است. می‌توان دریافت که درصد احتمال عدم شامل شدن مصدوم پیش از مقاوم‌سازی و پس از آن به ترتیب حدود ۵۸٪ و ۶۲٪ می‌باشد که برای ساختمانی با کاربری مدرسه احتمال بسیار پایینی است و به عبارت دیگر به احتمال ۴۲٪ و ۳۸٪ فرد صدمه دیده در ساختمان پیش و پس از مقاوم‌سازی وجود خواهند داشت که درصد احتمالاتی بسیار بالایی است. از نمودارهای شکل ۱۲ می‌توان دریافت که به احتمال ۷۵٪ پیش از مقاوم‌سازی و پس از آن به ترتیب تعداد مصدومین از ۳ و ۲ نفر کمتر می‌باشد اما پس از ۸۵٪ و با نزدیک شدن به سطوح فروریزش تعداد مصدومین به سرعت افزایش می‌یابد. بررسی‌ها نشان می‌دهد که مقاوم‌سازی انجام شده بر روی درصد اولیه‌ی مصدومین تأثیر چندانی نگذاشته است اما در نهایت و در احتمال‌های بالا سبب کاستن از تعداد مصدومین با درصد احتمال مشخص می‌شود.

## ۱۶- نتیجه‌گیری

نتایج حاصله را می‌توان بدین ترتیب خلاصه نمود:

- ۱- با افزایش شکل‌پذیری به جهت مسلح نمودن دیوارها و امکان ثبت جابه‌جایی‌های بالاتر پارامتر پاسخ دیوارهای سازه‌ای مورد بررسی از شتاب بین طبقه‌ای به پارامتر نسبت جابه‌جایی نسبی (دریفت) و دیوار از یک المان وابسته به شتاب به المان وابسته به تغییرشکل تغییر پیدا نموده است.
- ۲- با اعمال راهکارهای مقاوم‌سازی تعداد شبانه‌روزهای وقفه در سرویس‌دهی در سطوح خرابی اول و سوم (ترک‌های جزئی و فروریزش)، به ترتیب حدوداً ثابت باقی مانده و افزایش می‌یابد. علت آن را می‌توان در جزئیات اجرایی بیشتر دیوارهای مسلح و درصد بیشتر سطح دیوارها پس از مقاوم‌سازی دانست. این نکته را نیز می‌بایست در نظر گرفت که احتمال رسیدن به فروریزش پس از اجرای راهکارهای مقاوم‌سازی کاهش زیادی دارد و این امر موجب می‌شود که در مجموع ریسک مدت زمان لازم جهت تعمیر سازه پس از مقاوم‌سازی کاهش یابد.
- ۳- اجرای راهکارهای بهسازی، مقدار میانه‌ی خسارت ساختمان مورد بررسی را از ۵۰۰ هزار دلار آمریکا به ۲۶۰ هزار دلار آمریکا کاهش می‌دهد که معادل ۴۸٪ کاهش در میزان خسارت اقتصادی حاصله می‌باشد. درصد کاهش در مقادیر کوچک خسارت، بیشتر از این کاهش در مقادیر بزرگتر متناسب با درصد احتمال تجمعی رویداد بیشتر می‌باشد اما با توجه به بیشتر بودن تعداد زلزله‌های با شدت کم نسبت به شدت‌های بالا، آورده‌ی مقاوم‌سازی در طول مدت عمر مفید سازه بیشتر در زلزله‌های با شدت کم حاصل خواهد شد و هر

چه به سطح فروریزش متناظر با ۱۰۰٪ احتمال شکست نزدیک می‌شویم، مقادیر تفاوت ایجاد شده در خسارت در اثر اعمال راهکارهای مقاوم‌سازی کمتر می‌گردد.

- ۴- اجرای راهکارهای بهسازی سبب کاهش مقدار میانه‌ی زمان وقفه در سرویس‌دهی مورد بررسی از ۵ شبانه‌روز و ۲/۵ ساعت به ۲ شبانه‌روز و ۱۲ ساعت معادل با ۵۱٪ کاهش می‌گردد و این مقدار کاهش در محدوده‌های مختلف احتمالاتی تقریباً یکسان است.
- ۵- پیش از مقاوم‌سازی در طیف شدت‌های زلزله‌های مختلف هم‌پایه شده با احتمال رویداد متناظر با خود، احتمال عدم رویداد مرگ و میر برابر با ۸۷٪ است، در حالی که با افزایش بسیار اندکی در احتمال و رسیدن به احتمال ۹۲٪، تعداد مرگ و میر یکباره افزایش و به ۵۰ نفر رسیده است و بنابراین میزان ۸۷٪ احتمال عدم مرگ و میر احتمال مطلوبی محسوب نمی‌شود.
- ۶- پس از اعمال راهکارهای مقاوم‌سازی، احتمال عدم رویداد مرگ و میر در طیف شدت‌های زلزله‌های مختلف هم‌پایه شده با احتمال رویداد متناظر با خود از ۸۷٪ به ۹۷/۵٪ افزایش یافته و احتمال این که تعداد مرگ و میر از ۲۰ نفر کمتر باشد، نزدیک ۱۰۰٪ رسیده است؛ هرچند تعداد برآورد شده‌ی مرگ و میر، تعداد بالایی محسوب می‌شود در مقایسه با حالت پیش از مقاوم‌سازی بهبود قابل توجهی در این خصوص حاصل گردیده است. احتمال مرگ و میر که با احتمال فروریزش ارتباط مستقیمی دارد تحت محدوده‌ی گسترده‌ای از رکوردها برای سازه‌ی بنایی مسلح شده پس از اعمال راهکارهای مقاوم‌سازی در این مطالعه حدود ۲/۵٪ بدست آمده است و این در حالی است که این احتمال قبل از مقاوم‌سازی ۱۳٪ بوده و نشان می‌دهد که راهکارهای بهبود عملکرد و مقاوم‌سازی انجام شده با وجود بسیار ساده و معمول بودن تاثیر قابل توجهی بر روی تعداد مرگ و میر خواهد گذاشت.
- ۷- احتمال وجود افراد صدمه دیده پیش و پس از اعمال راهکارهای بهسازی به ترتیب حدود ۴۲٪ و ۳۸٪ می‌باشد. که هر دو درصد احتمالاتی بسیار بالایی است. هم چنین پیش از مقاوم‌سازی به احتمال ۷۵٪ تعداد مصدومین از ۳ نفر و پس از مقاوم‌سازی از ۲ نفر کمتر می‌باشد. و می‌توان نتیجه گیری نمود که مقاوم‌سازی انجام شده بر روی درصد اولیه‌ی مصدومین تاثیر قابل ملاحظه‌ای نداشته ولی در زلزله‌های با احتمال رویداد بالا، سبب کاستن از تعداد مصدومین گردیده است.

## سپاسگزاری

این پروژه با حمایت مالی مرکز مطالعات و همکاری‌های بین‌المللی وزارت علوم تحقیقات و فناوری انجام شده است.

## مراجع

- [1] Tasnimi, A, (2005), *Behavior of brick walls according to Standard No. 2800*, Road, Housing & Urban Development Research Center.
- [2] Benedetti, D., Craydis, P., Pezzoli, p., (1998), *Shaking table tests on 24 Sample masonry buildings*, EESD, 27 (1), 67-90.
- [3] Benedetti, D., Castoldi, A., (1982), *Dynamic and static experimental analyses of Stone masonry Buildings*, 7ECEC, Vol. 5, 179-188.
- [4] Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No. 2800, 4th Edition, Iranian Building codes and standards, Road, housing and Urban Development Research Center, BHRC-PN S-253.
- [5] Magenes, G., Calvi, G., (1994), *Shaking table test of brick Masonry walls*, IOECEC, Vienna, Austria.
- [6] Gavrilovic, P., (1996), *Shaking table tests of adobe Structures*, IZIIS 6-36.
- [7] Gavrilovic, P., Ginell, W., tolles, L., Sendova, V., (1996), *Shaking table tests of adobe structural*, IZISS, 96-36.
- [8] Jurakovski, D., et.al, (1992), *Shaking table tests of three-four-story brick masonry models*, LOWCEE, Vol.5, 2795-2800.
- [10] Tomazevic and Turnsek, (1982), *Verification of seismic resistance of masonry buildings*, Proc. Br. Ceram, Soc. No. 30,360-369.
- [11] Abram, D.P., and Costley, S.C., (1996), *Dynamic Response of unreinforced masonry buildings with flexible diaphragms*, NCEER-96-0001.

- [12] Li, J., M.J. Masia, M.G. Stewart, and S.J. Lawrence., (2014). *Spatial Variability and Stochastic Strength Prediction of Unreinforced Masonry Walls in Vertical Bending*. Engineering Structures 59 (1): 787–797. doi:10.1016/j.engstruct.2013.11.031.
- [13] Li, J., M.J. Masia, M.G. Stewart, and S.J. Lawrence., (2016), *Spatial Correlation of Material Properties and Structural Strength of Masonry in Horizontal Bending*, ASCE Journal of Structural Engineering 142 (11): 04016112. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001488.
- [14] Agha Babayi Mobarake Alireza, Mirghaderi Rasol, Khan Mohammadi Mohammad, (2018), Experimental-analytical investigation of seismic behavior of non-reinforced building materials using field tests, Ph.D Dissertation, Civil Engineering department, Tehran University.
- [15] Paulay, T. and Priestley, M.J.N., (1992), *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley , Sons, New York.
- [16] Kheyroddin A, Ghodrati, G., (2009), *Nonlinear Finite Element Analysis of Historical Masonry Building of Imam Khomeini (Sultani) Mosque in Semnan*, 8th National Congress on Civil Engineering, 2009, Shiraz, Iran.
- [17] Aalijahan M., Zamani Ahari G., (2022), Evaluation and Comparison of Capability of Finite Element and Discrete Element Methods for Predicting In-Plane Behavior of unreinforced Masonry Wall, Journal of Structural and Construction Engineering, 8(12), pp.69-84, 10.22065/jsce.2021.262722.2314.
- [18] Tomazevic , Turnsek, *Verification of the seismic resistance of masonry buildings*, (1982), Proc. Br. Ceram. Soc. No. 30, 360-369.
- [19] Abram, D.P., and Costley, S.C., (1996), Dynamic Response of unreinforced masonry buildings with flexible diaphragms, NCEER-96-0001.
- [20] Jung-Han Lee and Chenghao Li and Sanghoon Oh and Won-Jik Yang and W. Yi, (2008), Evaluation of Rocking and Toe Crushing Failure of Unreinforced Masonry Walls, Advances in Structural Engineering, 2008, 11,475 – 489.
- [21] Haj Najafi L., Kheyroddin A., Kioumars M.,(2025), Reliability assessment of unreinforced masonry buildings using fragility curves for collapse and non-collapse scenarios, Journal of Building Engineering, 101(111884), 10.1016/j.job.2025.111884.
- [22] Ostad D. and Shafaei J., (2021), Comparison of Analytical Methods for Modeling Masonry Infill by Considering In-Plane and Out-of-Plane Interaction, Journal of Structural and Construction Engineering, 8(3), pp.96-113, 10.22065/jsce.2019.171512.1782.
- [23] NEHRP Recommended Seismic Provisions, (2016), Design Examples, FEMA P-1051/July.
- [24] Ghodrati Amiri G., Razeghi H., and Doosti L., (2019), *Presentation of analytical fragility curves for masonry buildings of Iranian schools*, Sharif Civil Engineering Journal, Vol. 31-2 (4.2), Pages 145-156.
- [25] Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Unreinforced Masonry Buildings Code No. 376, (2007), Management and Planning Organization Office of Deputy for Technical Affairs Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau, Iran.
- [26] Magenes Guido, Kingsley Gregory R, Calvi Gian Michele. (1995), *Seismic Testing of a Full-Scale, Two-Story Masonry Building: Test Procedure and Measured Experimental Response*: Department of Structural Mechanics, University of Pavia.
- [27] Karimi A H, Karimi M S, Kheyroddin A, Shahkarami A. A, (2016), *Experimental and Numerical Study on Seismic Behavior of An Infilled Masonry Wall Compared to An Arched Masonry Wall*, Structures, Volume 8, Part 1, November, Pages 144-153.
- [28] Erbay O, Omer O, Abrams DP. (2001), Seismic rehabilitation of unreinforced masonry shear walls. In: 9th Canadian Masonry Symposium.
- [29] Federal Emergency Management Agency FEMA 356, (2000), U.S.A, November.
- [30] Beyer K., (2012), *Peak and residual strengths of brick masonry spandrels*, Engineering Structures;41:533–47.
- [31] Medina R.A. and Krawinkler H., (2003), *Seismic Demands for Nondeteriorating Frame Structures and Their Dependence on Ground Motions*, Blume Earthquake Engineering Center, Ph.D dissertation, TR-144, Department of Civil and Environmental Engineering University.
- [32] SAC Database Center, Structural Engineers Association of California (SEA), Applied Technology Council (ATC), California Universities for Engineering (CUREE), (2024), Retrieved May 05, <http://www.sacsteel.org>.
- [33] PEER Strong Ground Motion Database, (2024), Retrieved May 05, [Online]. Available: [http://peer.berkeley.edu/peer\\_ground\\_motion\\_database](http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database).
- [34] Haj Najafi L and Tehranizadeh M (2015), Ground motion selection and scaling in practice, Periodical Polytechnica - Civil Engineering, 59(2): 233-248, DOI:10.3311/PPci.7808.

- [35] COSMOS Ground Motions Databases, (2024), Retrieved May 05, [online]. Available: <http://db.cosmos-eq.org/scripts/default.plx>.
- [36] Strong-motions Seismograph Networks, (2024), Retrieved May 05, [Online]. Available: <http://www.k-net.bosai.go.jp>
- [37] ASCE/SEI 7-10, (2022), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- [38] Park, Y.J. and Ang, A.H.S. (1985), *Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete*, Journal of Structural Engineering, 111, pages 722-739.
- [39] Chung, Y.S., Meyer, C., and Shinozuka, M. (1987). Seismic damage assessment of reinforced concrete members, Report NCEER-87-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY.
- [40] Park, Y.J., Ang, A.H.S. and Wen, Y.K. (1987), *Damage-limiting a seismic design of buildings*, Earthquake Spectra, vol: 3, 1-26.
- [41] Performance Assessment Calculation Tool (PACT), (2014), FEMA P-58-3, Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 3 – Implementation Guide, Second Edition.
- [42] Federal Emergency Management Agency (FEMA), (2022), Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 – Methodology,” Report No. FEMA P-58-1, Applied Technology Council, Washington, D.C.
- [43] Mitrani-Reiser, J. Beck, J., (2007), *An Ounce of Prevention: Probabilistic Loss Estimation for Performance-based Earthquake Engineering*, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, California Institute of Technology, Pasadena, CA.
- [44] RSMeans Square Foot Costs, (2019), 35<sup>th</sup> Edition, RSMeans Engineering Department, <https://www.rsmeansonline.com>.
- [45] Aslani, H. and Miranda, E., (2005), *Probabilistic Earthquake Loss Estimation and Loss Disaggregation in Buildings*, Report No. 157. Stanford, CA: John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- [46] Design and Implementation of Buildings With Masonry Materials, National Building Regulations Code No. 8., (2021), National Building Regulations Office, Road, Housing and Urban Development Research Center, Iran.