

Evaluation of the Seismic Behavior of Special Truss Moment Frames (STMF) with X-Braced Configuration in Special Segment

A. Mirzaei¹, A. Asghari², A. Ghiami Azad³

1-Master's Student, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Iran.

2- Associate Professor, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Iran.

3- Assistant Professor, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Iran.

ABSTRACT

In this study, the seismic performance of the Special Truss Moment Frame (STMF) with a X-braced special segment was numerically evaluated by considering the effects of the number of stories and panels in the special segment. The models were designed in ETABS and nonlinear static (pushover) and time history analyses were conducted in OpenSees based on FEMA P-695 and ASCE 7-22 guidelines. Nine models were developed with three height levels (2, 5, and 8 stories) and three configurations of the special segment (one-, two-, and three-panel). The results indicated that the overstrength factor (Ω) for most frames was close to the ASCE-recommended value of 3. The average Ω was calculated as 4.6, 4.6, and 4.2 for the 2-, 5-, and 8-story frames, respectively, confirming the satisfactory strength performance under seismic loading. Moreover, increasing the number of panels in the special segment improved the overstrength factor. Time history analysis showed that the average inter-story drift remained below 2%, and the residual drift was less than 0.1%, both within acceptable code limits. Despite differences in the number of special segment panels, the final drifts of all frames were found to be comparable, indicating similar lateral stiffness across the models. Furthermore, adding more panels in the special segment led to a reduction in steel consumption by approximately 9% to 11% in taller frames, promoting more economical designs. Overall, The X-braced STMF showed reliable seismic performance, making it a suitable choice for long-span and high-rise structures.

ARTICLE INFO

Receive Date: 30 April 2025

Revise Date: 07 July 2025

Accept Date: 06 September 2025

Keywords:

Special truss moment frame
X-braced
Nonlinear Analysis
Pushover
Time history
Overstrength Factor
Ductility Factor
Drift.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2025.518496.3704

*Corresponding author: Abazar Asghari

Email address: abazar.asghari@ut.ac.ir

تحلیل رفتار لرزه‌ای قاب خمشی خرابایی ویژه دارای بخش ویژه با پیکربندی ضربدری

علیرضا میرزایی^۱، ابادر اصغری^{۲*}، امیررضا قیامی آزاد^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشکده‌گان فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشکده‌گان فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشکده‌گان فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

چکیده

در این پژوهش، عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی خرابایی ویژه (STMF) با بخش ویژه ضربدری، با در نظر گرفتن اثرات تعداد طبقات و تعداد دهانه بخش ویژه، به صورت عددی مورد ارزیابی قرار گرفت. طراحی در محیط ETABS و تحلیل‌های غیرخطی بارافزون و تاریخچه زمانی بر اساس دستورالعمل‌های FEMA P۶۹۵ و آیین‌نامه ۲۲-۷ ASCE در نرم‌افزار OpenSees انجام شد. برای این منظور، ۹ مدل با سه تپ ارتفاع ۲، ۵ و ۸ طبقه و سه نوع تپ بخش ویژه به صورت یک، دو و سه چشمه‌ای طراحی شدند. نتایج نشان داد، ضریب اضافه مقاومت (Ω) در اکثر قاب‌ها نزدیک به مقدار ۳ پیشنهادی آیین‌نامه قرار دارد. میانگین Ω برای قاب‌های دو، پنج و هشت طبقه به ترتیب برابر با ۴/۶، ۴/۶ و ۴/۲ به دست آمد که عملکرد مناسب سازه‌ها را در برابر زلزله نشان داد. همچنین، افزایش تعداد چشمه‌ها در بخش ویژه موجب بهبود نسبی ضریب اضافه مقاومت شد. در تحلیل تاریخچه زمانی، مقادیر میانگین تغییرمکان جانبی کمتر از ۲ درصد و تغییرمکان پسماند کمتر از ۰/۱ درصد به دست آمد که در محدوده مجاز آیین‌نامه قرار دارند. با وجود تفاوت در تعداد چشمه‌های بخش ویژه، تفاوت قابل ملاحظه‌ای در تغییرمکان نهایی بین قاب‌ها دیده نشد که بیانگر سختی جانبی یکسان در قاب‌های بررسی شده است. همچنین، افزایش تعداد چشمه‌های بخش ویژه منجر به کاهش مصرف فولاد تا حدود ۹ تا ۱۱ درصد در قاب‌های مرتفع‌تر شد. این امر می‌تواند منجر به طراحی اقتصادی‌تر سازه‌های بلند با دهانه‌های بزرگ گردد. در مجموع، سیستم STMF با بخش ویژه ضربدری، توانایی مطلوبی در مقابله با بارهای لرزه‌ای از خود نشان داده و گزینه‌ای مناسب برای استفاده در سازه‌های با دهانه‌های وسیع به شمار می‌رود.

کلمات کلیدی: قاب خمشی خرابایی ویژه، ضربدری، بارافزون، تاریخچه زمانی، ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	شناسه دیجیتال:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
10.22065/jsce.2025.518496.3704	10.22065/jsce.2025.518496.3704	۱۴۰۵/۰۱/۳۱	۱۴۰۴/۰۶/۱۵	۱۴۰۴/۰۶/۱۵	۱۴۰۴/۰۴/۱۶	۱۴۰۴/۰۲/۱۰
*نویسنده مسئول:			ابادر اصغری، دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشکده‌گان فنی، دانشگاه تهران			
پست الکترونیکی:			abazar.asghari@ut.ac.ir			

۱- مقدمه و پیشینه تحقیق

انتخاب یک سیستم باربر جانبی مناسب که بتواند متناسب با ارتفاع سازه عملکرد مناسبی ارائه دهد و بتواند در برابر بارهای جانبی مقاومت خوبی داشته باشد، از اهمیت زیادی برخوردار است. سیستم قاب خمشی خرابایی ویژه^۱ (STMF) به عنوان یکی از سیستم‌های نوین مهندسی سازه، با هدف بهبود سختی جانبی و کاهش تغییر مکان‌های جانبی^۲ توسعه یافته و در آن به جای تیرهای مرسوم، از خرپاهای فولادی استفاده می‌شود. این ترکیب موجب شکل‌گیری سازه‌ای با توان جذب انرژی لرزه‌ای بالا می‌شود و آن را به گزینه‌ای مطلوب برای ساختمان‌های بلند و با دهانه‌های وسیع تبدیل کرده است. افزایش ارتفاع ساختمان، لزوم بررسی دقیق‌تری از اثرات آن بر پاسخ‌های لرزه‌ای از جمله میزان تغییر مکان جانبی و میزان پایداری کلی را ایجاب می‌کند، چرا که این عوامل تأثیر مستقیم بر ایمنی لرزه‌ای سازه دارند. در مقایسه با سایر سیستم‌های قاب خمشی با شکل‌پذیری بالا، STMF عملکرد مناسب‌تری در کاهش تغییر شکل‌های جانبی از خود نشان داده و به دلیل سختی جانبی بالا، نیاز به استفاده از مقاطع بزرگ برای افزایش سختی در این سیستم کمتر است. این موضوع در پروژه‌هایی با دهانه‌های بزرگ یا تعداد طبقات زیاد، منجر به کاهش قابل توجهی در هزینه‌های اجرایی می‌شود. همچنین از جمله مزایای این سیستم می‌توان به فراهم بودن امکان عبور تأسیسات از بین اعضای خرپا اشاره کرد. با این حال برخلاف پیکربندی ویراندیل، در پیکربندی ضربدری محدودیت‌هایی در عبور تأسیسات و طراحی معماری به‌ویژه در بخش ویژه وجود دارد. تاکنون مطالعات متعددی، چه در قالب تحلیل‌های عددی و چه آزمایشگاهی، به بررسی ویژگی‌های لرزه‌ای این سیستم پرداخته‌اند و کارایی آن را در مقایسه با سایر سیستم‌های باربر جانبی ارزیابی کرده‌اند. [۱-۱۰]

برای نخستین بار، سیستم قاب خمشی خرابایی ویژه توسط ایتانی^۳ و گوئل^۴ [۱۱] مورد بررسی قرار گرفت و در سال ۱۹۹۷ در ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه ۹۷-۳۴۱-AISC [۱۲] به عنوان یکی از سیستم‌های مقاوم مجاز معرفی شد. در این سیستم، استفاده از خرپا به جای تیرهای معمولی موجب می‌شود تا این روش به عنوان یکی از گزینه‌های مؤثر در تأمین عملکرد جانبی مطلوب سازه‌هایی با دهانه‌های طویل شناخته شود، به‌ویژه در مواردی که بهره‌گیری از تیرورق‌ها به لحاظ اقتصادی یا اجرایی مقرون‌به‌صرفه نیست. سبک بودن سازه حاصل از این ترکیب و همچنین ایجاد مسیرهای آزاد برای عبور تجهیزات تأسیساتی، سبب شده STMF در پروژه‌های صنعتی و تجاری بلندمرتبه با استقبال زیادی مواجه شود. به‌ویژه در معماری‌های پیچیده و مدرن امروزی، این سیستم به عنوان جایگزینی کارآمد برای قاب‌های خمشی متداول شناخته می‌شود و توجه مهندسان طراح را به خود جلب کرده است.

در پژوهشی که توسط باشا^۵ و گوئل [۱۳] انجام شد، عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی خرابایی ویژه با بهره‌گیری از چشمه‌های ویراندیل^۶ شکل‌پذیر مورد ارزیابی قرار گرفت. یافته‌های این مطالعه نشان داد که استفاده از این نوع چشمه‌ها می‌تواند آزادی عمل بیشتری از نظر معماری فراهم کرده و شرایط بهتری را برای عبور تأسیسات مکانیکی و الکتریکی در دهانه‌های بزرگ ایجاد کند. نقش این چشمه‌ها در سیستم به صورت فیوزهای سازه‌ای تعریف شده که با تمرکز تغییر مکان‌های غیرالاستیک، انرژی ناشی از زلزله را به شکل مؤثری جذب می‌کنند. همچنین، منحنی‌های حاصل از آزمایش‌های چرخه‌ای^۷ نشان‌دهنده پایداری حلقه‌های هیستریسیس^۸ و توانایی بالای این سیستم در حفظ عملکرد لرزه‌ای در شرایط شدید بارگذاری بوده است.

¹ Special Truss Moment Frame

² Drift

³ Itani

⁴ Goel

⁵ Basha

⁶ Vierendeel

⁷ Cyclic tests

⁸ Hysteresis

در راستای ارتقای عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های STMF، مطالعات متعددی صورت گرفته است. در این میان، پژوهش گوئل و ایسانی [۱۴] به بررسی این سیستم‌ها با استفاده از خرپاهای مرسوم پرداخته و نشان داده است که با تمرکز نواحی تغییر شکل پذیر در بخش ویژه^۱، می‌توان انرژی ناشی از زلزله را به صورت مؤثری مستهلک نمود. در این تحقیق همچنین بر اهمیت به کارگیری اعضای قطری^۲ به عنوان عاملی مؤثر در بهبود پایداری کلی سازه تأکید شده است. یافته‌های این مطالعه بیانگر آن است که افزایش شکل پذیری در بخش‌های ویژه نه تنها رفتار لرزه‌ای سازه را بهبود می‌بخشد، بلکه می‌تواند نقش مهمی در کاهش آسیب‌های ناشی از زلزله ایفا کند.

در پژوهشی دیگر، باشا و گوئل [۱۵] به بررسی عملکرد پنل‌های ویراندیل در سیستم STMF پرداختند و اظهار داشتند که این نوع پنل‌ها با فراهم کردن مسیرهای آزاد برای عبور تجهیزات مکانیکی و الکتریکی، سهولت در طراحی معماری و کاربری فضا را بهبود می‌بخشند. آزمایش‌های چرخه‌ای انجام شده نشان دادند که این پنل‌ها نه تنها در جذب انرژی لرزه‌ای موفق عمل می‌کنند، بلکه توان بالایی در مهار تغییر مکان‌های غیرالاستیک دارند. از سوی دیگر، به کارگیری این پنل‌ها در طراحی سازه منجر به کاهش جرم سازه و در نتیجه بهبود اقتصادی پروژه شد.

در همین راستا، چاو^۳ و گوئل [۱۶] استفاده از روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد^۴ (PBPD) را برای STMF پیشنهاد دادند؛ رویکردی که با حذف نیاز به تحلیل‌های پیچیده بعد از طراحی، روند طراحی را کارتر می‌سازد. نتایج این مطالعه نشان داد که انرژی ورودی به صورت یکنواخت در طبقات توزیع شده و تغییر مکان‌های سازه در محدوده مجاز باقی مانده‌اند. هدف اصلی تحقیق، توسعه مکانیزم‌های تسلیم مطلوب و توزیع مناسب دوران‌های پلاستیک در ارتفاع سازه بود که می‌تواند در بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمان مؤثر باشد.

در پژوهش سیماساتین^۵ و همکاران [۱۷] تمرکز اصلی بر بهره‌گیری از اعضای قوطی دویل در سیستم STMF بود؛ به گونه‌ای که کاهش نسبت عرض به ضخامت در این مقاطع، تأخیر در وقوع کمانش موضعی^۶ را به همراه داشته و در نتیجه، ظرفیت دوران پلاستیک این اعضا افزایش یافته است. نتایج تحلیل‌های چرخه‌ای در این تحقیق مؤید آن است که چنین مقاطعی گزینه‌ای بسیار مناسب برای کاربرد در مناطق با خطر لرزه‌ای بالا به شمار می‌روند. علاوه بر این، پژوهش مذکور لزوم دقت بیشتر در طراحی و جزئیات اجرایی، به ویژه در نواحی جوش و اتصال را به عنوان عاملی مؤثر در عملکرد لرزه‌ای بهتر برجسته کرده است.

در مطالعه‌ای دیگر، کومار^۷ و همکارانش [۱۸] با استفاده از دو روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون)^۸ و تحلیل دینامیکی غیرخطی^۹، تأثیر نسبت ابعادی بخش ویژه در سیستم قاب خمشی خرپایی ویژه را بر پاسخ لرزه‌ای بررسی کردند. نتایج این بررسی‌ها نشان داد که افزایش نسبت طول به ارتفاع در بخش ویژه، باعث کاهش تقاضای چرخش پلاستیک در اعضای مختلف شد؛ در حالی که نسبت‌های کوچکتر این پارامتر، تمرکز دوران‌های غیرخطی را در انتهای پنل ویژه افزایش می‌دهد و می‌تواند منجر به شکل پذیری کمتر در برخی نواحی شود.

¹ Special Segment

² X-braced

³ Chao

⁴ Performance-based plastic design

⁵ Simasathien

⁶ Local buckling

⁷ Kumar

⁸ Pushover

⁹ Nonlinear dynamic analysis

جیانسینلاپادامرانگ^۱ و همکاران [۱۹] نیز با تمرکز بر سیستم‌های STMF با دهانه‌های بزرگ، نشان دادند که استفاده از این سیستم حتی برای طول دهانه‌هایی فراتر از ۲۷ متر نیز امکان‌پذیر است، بدون اینکه پایداری سازه‌ای یا کیفیت رفتار لرزه‌ای آن دچار افت شود. در این تحقیق پیشنهاداتی جهت بازنگری در برخی محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای ارائه شده و همچنین بر مزایای فنی استفاده از خرپاهای بلند با مقاطع بهینه در بهبود عملکرد لرزه‌ای تأکید گردیده است.

در یکی از مطالعات اخیر، چاو و همکاران [۲۰] اقدام به انجام آزمایش‌هایی در مقیاس واقعی بر روی قاب‌های STMF نمودند. در این آزمایش‌ها، از اعضای قوطی دوپل به‌عنوان تیرهای بالایی و پایینی (یال^۲) و نیز اعضای جان خرپا استفاده شد که نتایج آن، نشان‌دهنده عملکرد مناسب این اعضا در مواجهه با بارهای لرزه‌ای بود. بر اساس نتایج به‌دست‌آمده، پژوهشگران پیشنهاد کردند که روابط طراحی موجود در آیین‌نامه ۳۴۱-۱۰ AISC [۲۱] برای این نوع مقاطع نیازمند بازنگری هستند تا دقت و اطمینان طراحی افزایش یابد. همچنین تحلیل‌های رفت‌وبرگشتی انجام‌شده حاکی از آن بود که این مقاطع توانایی بالایی در ایجاد پایداری دینامیکی در سازه‌ها دارند.

در مطالعه‌ای دیگر، کومار و ساهو^۳ [۲۲] به بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های STMF بلندمرتبه پرداختند که در آن‌ها چندین پنل ویراندیل به‌عنوان بخش‌های ویژه طراحی شده بود. یافته‌های آن‌ها نشان داد که استفاده از بخش‌های ویژه با ابعاد نسبی بزرگ‌تر و چینش چندگانه پنل‌های ویراندیل در ارتفاع سازه، موجب شکل‌گیری مکانیزم‌های تسلیم مناسب در سازه شده و شرایط لازم برای تطابق با معیارهای پذیرش آیین‌نامه‌ای را فراهم می‌سازد. این رویکرد طراحی، نه‌تنها منجر به بهبود عملکرد لرزه‌ای کلی سازه شد، بلکه امکان بهره‌برداری ایمن‌تری از سیستم STMF در ساختمان‌های مرتفع را فراهم کرد.

عسکریانی^۴ و همکاران [۲۳] به بررسی بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی خرپایی ویژه با استفاده از دمپرهای شکاف‌دار فولادی^۵ (SSD) پرداختند. آن‌ها با جایگزینی ناحیه ویژه مرسوم در این قاب‌ها با دمپرهای شکاف‌دار، سیستمی نوین ارائه دادند که در آن تمرکز تغییر شکل‌های غیرالاستیک به المان‌های قابل تعویض منتقل می‌شود. با انجام تحلیل‌های اجزای محدود و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بر روی مدل‌های چندطبقه، نتایج نشان داد که استفاده از SSDها می‌تواند ظرفیت اتلاف انرژی سازه را تا ۳۵٪ و ظرفیت تغییر مکان تجمعی را تا ۱۰٪ افزایش دهد. این سیستم همچنین موجب پایداری رفتار هیستریزیس، افزایش سختی جانبی و کاهش آسیب در اعضای اصلی سازه در مقایسه با STMFهای مرسوم شد.

کیم^۶ و پارک^۷ [۲۴] با هدف بررسی رفتار قاب‌های خمشی خرپایی ویژه در برابر فروریزش پیش‌رونده، مدل‌هایی از STMF را مطابق ضوابط AISC طراحی و با سناریوی حذف ناگهانی ستون ارزیابی کردند. نتایج اولیه نشان داد که این قاب‌ها بدون طراحی خاص برای این نوع بارگذاری، دچار شکست در ناحیه ویژه می‌شوند. آن‌ها در ادامه، یک روش طراحی جدید مبتنی بر تعادل انرژی ارائه دادند که با افزایش ابعاد اعضای ناحیه ویژه، پایداری سازه در برابر فروریزش را تضمین می‌کند. نتایج تحلیل‌های غیرخطی نشان داد که سیستم بازطراحی‌شده با حفظ فلسفه شکل‌گیری لولای پلاستیک در ناحیه ویژه، قادر به تأمین الزامات راهنمای GSA بوده و در برابر فروریزش مقاومت مناسبی از خود نشان داده است.

¹ Jiansinlapadamrong

² Chord

³ Sahoo

⁴ Askariani

⁵ Steel Slit Damper

⁶ Kim

⁷ Park

صادق پور^۱ و همکاران [۲۵] با هدف ارزیابی و بهینه‌سازی STMF از طریق الگوریتم ژنتیک جزیره‌ای^۲، به مقایسه‌ی دو روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (NSP) و مودال (MPA) پرداختند. آن‌ها با در نظر گرفتن پارامترهایی چون چیدمان خرپا، مقاطع اعضا، ارتفاع خرپا و طول منطقه ویژه، و با استفاده از نرم‌افزارهای متلب و OpenSees، بهینه‌سازی را برای پنج قاب انجام دادند. هدف اصلی این تحقیق، کمینه‌سازی وزن سازه و بیشینه‌سازی ضریب اصلاح پاسخ بود. نتایج حاصل از مقایسه با تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی نشان داد که روش MPA در تخمین حداکثر پاسخ سازه نسبت به روش NSP عملکرد بهتری دارد، اما برای سازه‌های کم‌ارتفاع غیراقتصادی است و کارایی آن برای سازه‌های متوسط تا بلندمرتبه قابل قبول است.

کومار و ساهو [۲۶] با هدف بررسی عملکرد لرزه‌ای STMF‌های بلندمرتبه با پانل‌های ویراندیل متعدد و نسبت ابعادی بالا، به تحلیل عددی این قاب‌ها از طریق مدل‌سازی غیرخطی استاتیکی و دینامیکی پرداختند. نتایج نشان داد که STMF با بخش‌های ویژه دارای نسبت ابعادی ۲.۵ و ارتفاع کل تا ۶۵ متر، عملکرد مناسبی در برابر زلزله داشته، مکانیزم تسلیم مطلوب را نمایش می‌دهد و معیارهای پذیرش را ارضا می‌کند.

جان^۳ و همکاران [۲۷] با هدف تحلیل و طراحی خرپاهای فولادی با پانل ویراندیل و اتصال صفحه گاست^۴، یک مدل اجزای محدود دقیق ایجاد کرده و آن را با نتایج آزمایشگاهی صحت‌سنجی کردند. آن‌ها تأثیر ابعاد و جزئیات صفحه گاست بر ظرفیت باربری و سختی جانبی خرپاها را بررسی کرده و مدل محاسباتی اصلاح‌شده‌ای ارائه دادند که ناحیه اتصال صفحه گاست را به‌عنوان مفصل صلب در نظر می‌گیرد. نتایج نشان داد که افزایش ابعاد صفحه گاست می‌تواند سختی و ظرفیت باربری را تا حدود ۰.۸۸٪ و ۰.۲۹٪ افزایش دهد، و مکانیزم تسلیم را به گونه‌ای تغییر دهد که اعضای قائم پانل و ویراندیل زودتر تسلیم شده و انرژی لرزه‌ای را مستهلک کنند.

سوفیانوپولوس^۵ و انتینا^۶ [۲۸] با هدف بررسی عملکرد لرزه‌ای STMF چندطبقه مجهز به میلگرد آلیاژ حافظه‌دار شکلی^۷ (SMA) در پیکربندی ضربدری، رفتار این سیستم را تحت تحریک‌های لرزه‌ای و تحلیل تاریخچه زمانی بررسی کردند. آن‌ها ساختاری نه‌طبقه و پنج‌دهانه را با بارهای زلزله‌ای مختلف مورد تحلیل قرار دادند و پنج طرح مختلف برای قطر SMA ها، شامل حالت‌های متغیر و یکنواخت در طبقات را ارزیابی کردند. نتایج نشان داد که استفاده از SMA ها موجب کاهش قابل توجه جابه‌جایی طبقات، ایجاد مکانیزم بازگشت^۸ و بهبود ظرفیت جذب انرژی می‌شود. همچنین مشخص شد که توزیع مناسب قطر SMA ها نقش مهمی در کنترل پاسخ لرزه‌ای دارد، و استفاده از این مصالح هوشمند می‌تواند به‌عنوان یک فناوری نوین در بهسازی و طراحی قاب‌های STMF مورد استفاده قرار گیرد.

آلمز^۹ و تُپکایا^{۱۰} [۲۹] با هدف بررسی مسائل طراحی STMF با دهانه‌های ویراندیل، مطالعه‌ای دو مرحله‌ای انجام دادند. در مرحله اول، عملکرد سازه‌های چندطبقه طراحی شده بر اساس تحلیل‌های الاستیک و پلاستیک از نظر پارامترهایی مانند تغییرشکل بین‌طبقه‌ای و دوران پلاستیک اعضا، از طریق تحلیل تاریخچه زمانی ارزیابی شد. نتایج نشان داد که اگرچه نسبت تغییرمکان بین‌طبقه‌ای چندان تحت تأثیر نوع طراحی قرار نمی‌گیرد، اما دوران‌های پلاستیک تفاوت قابل توجهی دارند. در مرحله دوم، با استفاده از مدل‌سازی سه‌بعدی اجزای

¹ Sadeghpour

² Island genetic algorithm

³ Gan

⁴ gusset plate

⁵ Sophianopoulos

⁶ Ntina

⁷ Ni-Ti shape memory alloys

⁸ Recentering

⁹ Ölmez

¹⁰ Topkaya

محدود، رابطه ظرفیت برشی بخش ویژه ارائه شده در آیین نامه مورد بررسی قرار گرفت و مشخص شد این رابطه رویکردی محافظه کارانه دارد. در نهایت، فرمول جدیدی برای مقاومت برشی مورد انتظار با در نظر گرفتن انعطاف پذیری در انتهای اعضای یال‌ها پیشنهاد شد.

این تحقیق به بررسی اثرات تعداد طبقات بر پاسخ‌های لرزه‌ای سیستم قاب خمشی خرابایی ویژه اختصاص دارد. علاوه بر آن، نقش استفاده از پنل‌های ضربدری مرکب که در بردارنده اعضای قائم میانی در ناحیه ویژه خرابا هستند، به صورت ویژه تحلیل می‌شود. در ادامه، شاخص‌هایی همچون بیشینه تغییر مکان جانبی بین طبقه‌ای و تغییر مکان‌های پسماند تحت تحریک‌های لرزه‌ای مختلف مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. فرآیند پژوهش با مدل‌سازی و طراحی اولیه قاب‌ها آغاز شده و در مراحل بعدی، تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی بارافزون و دینامیکی تاریخچه زمانی^۱ بر پایه رکوردهای زلزله انجام می‌شود. هدف اصلی این مطالعه، بررسی میزان تأثیر ارتفاع سازه و همچنین تعداد چشمه‌های بخش ویژه با پیکربندی ضربدری بر پاسخ‌های لرزه‌ای و استخراج نتایجی است که بتوانند در بهبود طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله در مناطق با خطر لرزه‌ای بالا مورد استفاده قرار گیرند.

۲- قاب‌های مورد مطالعه

در این پژوهش، برای بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم STMF، سه تیپ ارتفاعی شامل ۲، ۵ و ۸ طبقه در نظر گرفته شده است که با احتساب ارتفاع ۴ متری برای هر طبقه، ارتفاع کل قاب‌ها به ترتیب برابر با ۸، ۲۰ و ۳۲ متر خواهد بود. در هر یک از این ارتفاع‌ها، قاب‌هایی با بخش ویژه ضربدری در مرکز دهانه طراحی شده‌اند که این بخش ویژه در قالب سه آرایش مختلف شامل یک، دو و سه چشمه مدل‌سازی شده است. ترکیب این دو تیپ‌ها منجر به تشکیل ۹ مدل مجزا شده است که تحلیل آن‌ها امکان ارزیابی اثر متقابل ارتفاع سازه و پیکربندی بخش ویژه را فراهم می‌سازد.

نقشه پلان تمامی مدل‌ها مطابق شکل (۱) به صورت مربعی با ابعاد ۲۷ در ۲۷ متر تنظیم شده است. این پلان شامل سه دهانه ۹ متری در هر راستا است و به صورت متقارن طراحی شده تا توزیع یکنواخت بارهای ثقلی و جانبی را تضمین کند. این تقارن، ضمن بهینه‌سازی بارگذاری، پایداری لرزه‌ای قاب‌ها را نیز تقویت می‌نماید.

در شکل (۲)، طول بخش ویژه وابسته به تعداد چشمه‌ها به ترتیب ۱/۵، ۳ و ۴/۵ متر در نظر گرفته شده است. ارتفاع خرابا برای تمامی مدل‌ها برابر با ۱ متر در نظر گرفته شده تا شرایط مقایسه‌پذیر بین قاب‌ها حفظ شود. این بخش از سیستم با هدف تحمل تغییر شکل‌های غیرالاستیک و جذب انرژی لرزه‌ای طراحی شده و نقش کلیدی در کنترل رفتار غیرخطی سازه ایفا می‌کند.

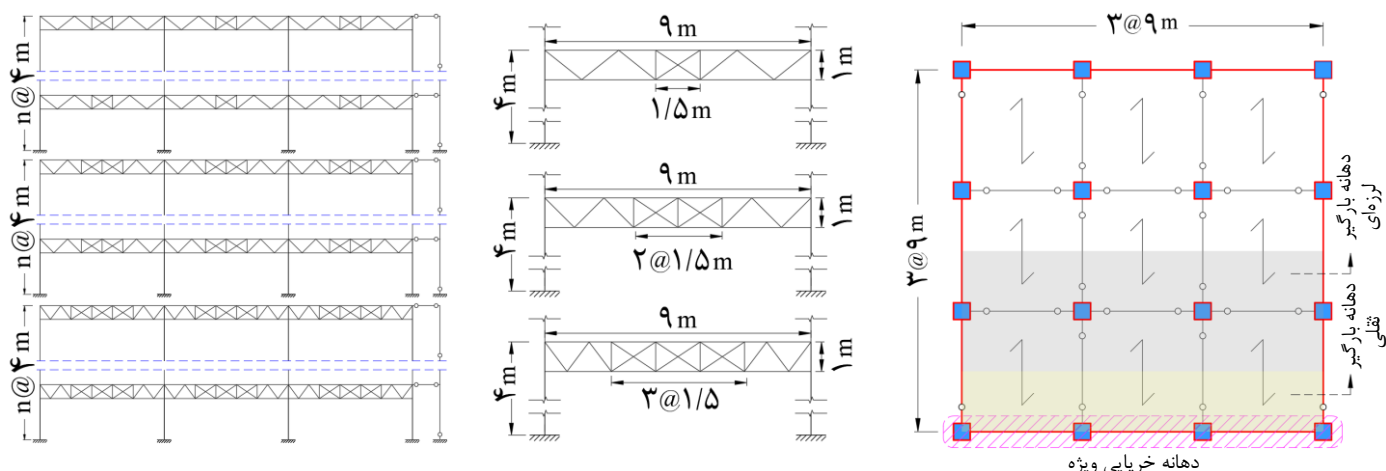
مدل‌سازی اولیه سازه‌ها با استفاده از نرم‌افزار ETABS [۳۰] انجام شده و به منظور ساده‌سازی، قاب‌ها به صورت دوبعدی طراحی شدند. تحلیل‌های غیرخطی شامل تحلیل استاتیکی بارافزون و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی در نرم‌افزار OpenSees [۳۱] انجام شده‌اند تا نحوه عملکرد غیرخطی و ظرفیت لرزه‌ای سیستم‌ها در برابر بارهای جانبی مختلف مورد ارزیابی قرار گیرد. همچنین برای در نظر گرفتن رفتار کمانشی در اعضای ضربدری بخش ویژه خرابا، در مدل‌سازی از روش اعمال نقص هندسی اولیه^۲ استفاده شده است.

در تحلیل عددی این پژوهش، اعضای ضربدری، یال‌ها و ستون‌ها با استفاده از المان‌های Displacement-Based BeamColumn مدل‌سازی شده‌اند. ستون‌های متکی نیز به صورت ElasticBeamColumn با سختی محوری بالا و سختی خمشی پایین تعریف شده‌اند، در حالی که تیرهای اتصال‌دهنده این ستون‌ها به سازه اصلی و همچنین اعضای خرابایی خارج از ناحیه ویژه با استفاده از المان Truss مدل‌سازی شده‌اند. برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی مصالح فولادی، از مدل Steel02 در محیط نرم‌افزار OpenSees استفاده گردیده است. در تنظیمات مدل‌سازی، تبدیلات هندسی از نوع P-Delta برای اعضای اصلی لحاظ شده تا اثرات مرتبه دوم در پاسخ سازه به درستی در نظر گرفته شود.

¹ Time history

² Imperfection

بارگذاری ثقیلی در قالب بارهای یکنواخت به تیرهای طبقات اعمال شده است که شامل بار مرده، بار زنده و بار ناشی از تیغه‌بندی داخلی به ترتیب برابر با ۲، ۴ و ۱ کیلونیوتن بر مترمربع است. همچنین برای لحاظ نمودن بار ناشی از دیوارهای پیرامونی، بار یکنواخت معادل ۶ کیلونیوتن بر متر در نظر گرفته شده است. بارهای جانبی نیز متناسب با سطح بارگیر دهانه‌ها محاسبه و به صورت متمرکز به ستون‌های متکی قاب‌های دوبعدی اعمال شده‌اند تا شرایط بارگذاری زلزله به طور واقعی لحاظ شود.



شکل ۳: نمای قاب‌های بررسی شده.

شکل ۲: مشخصات هندسه قاب‌ها.

شکل ۱: پلان قاب‌ها.

برای راحتی در شناسایی و ارجاع به مدل‌های تحلیل شده، یک الگوی مشخص برای قاب‌ها در نظر گرفته شده است. در این الگو، هر قاب با ترکیب حروف و اعداد تحت عنوان STMF_X-_Y شناخته می‌شود. در این آن، حرف X تعداد طبقات ساختمان را مشخص می‌کند، درحالی که Y معرف تعداد چشمه‌های بخش ویژه ضربدری در میانه دهانه خرابایی است. به عنوان نمونه، STMF₈-₃ به قاب هشت طبقه‌ای اشاره دارد که دارای سه چشمه در بخش ویژه خود است. این ساختار نام‌گذاری به گونه‌ای انتخاب شده که روند تحلیل، دسته‌بندی و ارجاع به نتایج را ساده‌تر و دقیق‌تر سازد.

۳- طراحی قاب‌های مورد مطالعه

جهت طراحی قاب‌های STMF، پارامترهای لرزه‌ای آن مطابق آیین‌نامه ۲۲-۷ ASCE [۳۲] در جدول (۱) آورده شده است. همچنین بارگذاری لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه نیز بر اساس این آیین‌نامه انجام شده است.

دوره تناوب اصلی^۱ سازه (T) بر اساس رابطه (۱) و همچنین نیروی برش پایه طراحی (V_d) بر اساس رابطه (۲) محاسبه می‌شود:

$$T = 0.0724 C_u h^{0.4} \quad (1)$$

$$V_d = C_s W \quad (2)$$

که در آن C_u برای سازه‌های فولادی برابر ۱/۴، h ارتفاع سازه به متر، C_s بیانگر ضریب زلزله و W وزن موثر لرزه‌ای سازه است. همچنین جدول (۲) نتایج مربوط به دوره تناوب اصلی، برش پایه طراحی و ضرایب زلزله سازه‌های مورد مطالعه را خلاصه می‌کند.

^۱ Fundamental period

جدول ۱: پارامترهای لرزه‌ای طراحی مطابق با ۲۲-ASCEV [۳۲].

پارامتر	مقدار	توضیح
S_s	۱/۵g	شتاب طیفی در پریود کوتاه
S_1	۰/۶g	شتاب طیفی در پریود ۱ ثانیه
SC	D	طبقه‌بندی خاک
F_a	۱/۰	ضریب خاک برای پریود کوتاه
F_v	۱/۵	ضریب خاک برای پریود بلند
$S_{MS} = F_a S_s$	۱/۵g	شتاب بیشینه طرح برای پریود کوتاه
$S_{M1} = F_v S_1$	۰/۹g	شتاب بیشینه طرح برای پریود ۱ ثانیه
$S_{DS} = 2/3 S_{MS}$	۱/۰g	شتاب طراحی برای پریود کوتاه
$S_{D1} = 2/3 S_{M1}$	۰/۶g	شتاب طراحی برای پریود ۱ ثانیه
SDC	D	طبقه‌بندی لرزه‌ای
I	۱/۰	ضریب اهمیت
R	۷/۰	ضریب رفتار
Ω	۳/۰	ضریب اضافه مقاومت
C_d	۵/۵	ضریب بزرگنمایی تغییرمکان

فرآیند طراحی سیستم STMF و مدل‌های مورد مطالعه، مبتنی بر ضوابط آیین‌نامه‌های ۲۲-ASCEV [۳۳] و ۲۲-۳۶۰-AISC [۳۴] انجام گرفته است که تمرکز اصلی آن‌ها بر تضمین عملکرد صحیح بخش ویژه خرپا تحت اثر بارهای جانبی ناشی از زلزله است. مطابق با آنچه در شکل (۴-الف) نمایش داده شده، این بخش از خرپا باید توانایی پذیرش تغییرشکل‌های غیرالاستیک را داشته باشد، درحالی‌که سایر اجزای سیستم نظیر ستون‌ها، اعضای مورب و تیرها باید در محدوده رفتار الاستیک باقی بمانند. مطابق شکل (۴-ب)، نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب ۳-STMF۵ به‌گونه‌ای است که ابتدا در بخش ویژه، اعضای کششی به تسلیم رسیده و اعضای فشاری دچار کمانش می‌شوند. سپس، مفاصل پلاستیک در پای ستون‌های طبقه اول شکل می‌گیرند. روند تشکیل مفاصل از طبقات بالایی آغاز شده و به تدریج به طبقات پایین منتقل می‌شود.

بر اساس الزامات تدوین شده در آیین‌نامه‌ها، طراحی اعضای موجود در بخش ویژه باید با در نظر گرفتن ترکیب بارهای ثقلی و جانبی انجام شود. از سوی دیگر، اعضای خارج از این ناحیه نیز با توجه به ظرفیت برشی مورد انتظار ناحیه ویژه، تحت یک تحلیل خاص موسوم به تحلیل Ecl طراحی می‌شوند. در این روش تحلیل، بار جانبی وارده به سازه به صورت غیرمستقیم از ظرفیت برشی تعریف شده برای بخش ویژه استخراج می‌شود، به‌گونه‌ای که سطح تقاضا برای اعضای خارج از ناحیه ویژه به این ظرفیت محدود شده و بدین ترتیب از جاری شدن یا رفتار غیرخطی ناخواسته در این بخش‌ها جلوگیری می‌شود. این رویکرد طراحی، باعث می‌شود انرژی ناشی از زلزله عمدتاً در بخش ویژه مستهلک گردد، درحالی‌که سایر بخش‌ها بدون آسیب جدی، رفتار خطی خود را حفظ می‌کنند. زمانی که تحلیل Ecl به درستی انجام شود، با تحمل تغییرشکل‌های پلاستیک توسط بخش ویژه خرپا، مفاصل پلاستیک در یال‌های بخش ویژه و پای ستون‌های طبقه اول تشکیل شده و زودتر از سایر اعضا وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند و برای حالت ضربدری، اعضای قطری کمانش می‌کنند.

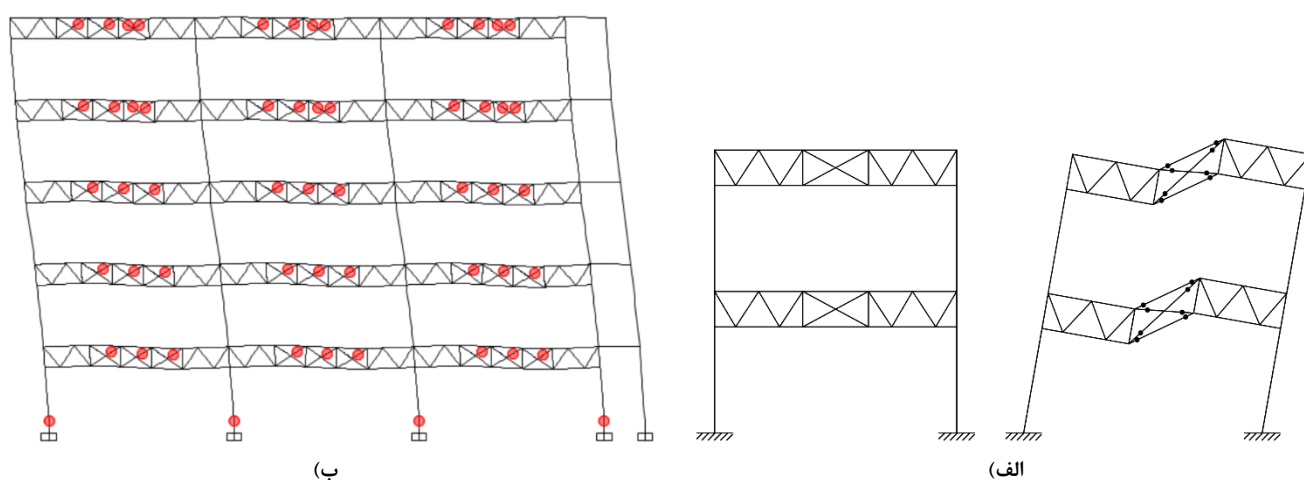
جدول ۲: پارامترهای طراحی لرزه‌ای قاب‌های بررسی شده.

قاب‌ها	STMF۲-۱	STMF۲-۲	STMF۲-۳	STMF۵-۱	STMF۵-۲	STMF۵-۳	STMF۸-۱	STMF۸-۲	STMF۸-۳
h (m)	۸	۸	۸	۲۰	۲۰	۲۰	۳۲	۳۲	۳۲
T (s)	۰/۵۳۵	۰/۵۳۵	۰/۵۳۵	۱/۱۱۳۵	۱/۱۱۳۵	۱/۱۱۳۵	۱/۶۲۱۷	۱/۶۲۱۷	۱/۶۲۱۷
C_s	۰/۱۴۲۹	۰/۱۴۲۹	۰/۱۴۲۹	۰/۰۷۷	۰/۰۷۷	۰/۰۷۷	۰/۰۵۲۹	۰/۰۵۲۹	۰/۰۵۲۹
V_d (kN)	۶۰۷	۶۰۵	۶۰۸	۸۴۷	۸۴۰	۸۴۳	۹۳۷	۹۳۱	۹۳۳

در مطالعات جدید، چاو و گوئل [۳۵] با بررسی عملکرد غیرخطی قاب‌های STMF، رابطه‌ی جدیدی برای برآورد دقیق‌تر ظرفیت برشی مورد انتظار در بخش ویژه خرپا توسعه دادند. نتایج این تحقیقات در بسیاری از آیین‌نامه‌های معتبر به‌عنوان مرجع طراحی مورد استفاده قرار گرفته است. بر همین اساس، محاسبه ظرفیت برشی مورد انتظار در این بخش از خرپا با استفاده از رابطه (۳) انجام می‌شود:

$$V_{ne} = \frac{3.6 R_y M_{nc}}{L_s} + 0.36 EI \frac{L}{L_s^3} + R_y (P_{nt} + 0.3 P_{nc}) \sin \alpha \quad (3)$$

که در این رابطه E مدول الاستیسیته فولاد؛ I ممان اینرسی مقطع یال در بخش ویژه خرپا؛ L طول دهانه خرپا؛ L_s طول بخش ویژه خرپا؛ M_{nc} مقاومت خمشی اسمی مقطع یال بخش ویژه خرپا؛ P_{nc} مقاومت فشاری اسمی مقطع عضو ضربدری در بخش ویژه خرپا؛ P_{nt} مقاومت کششی اسمی مقطع عضو ضربدری در بخش ویژه خرپا؛ α زاویه عضو ضربدری بخش ویژه با افق و R_y نسبت تنش تسلیم مقطع به تنش تسلیم مشخصه فولاد است.



شکل ۴: تسلیم بخش ویژه و رفتار خطی سایر اعضا (الف) در حالت کلی سیستم STMF و (ب) در قاب ۳-STMF.

در طراحی این سیستم، نوع پیکربندی بخش ویژه خرپا باید صرفاً ویراندها یا ضربدری انتخاب شود و استفاده از ترکیب این دو با سایر چینش‌های غیرمعمول مجاز نیست. رعایت این شرط باعث اطمینان از یکپارچگی رفتاری و شکل‌پذیری مناسب سیستم در برابر بارهای لرزه‌ای می‌گردد. همچنین، طول دهانه خرپا نباید از ۲۰ متر بیشتر باشد و ارتفاع خرپا نیز باید کمتر از ۱/۸ متر در نظر گرفته شود. علاوه بر این، طول ناحیه ویژه باید در بازه‌ی ۰/۱ تا ۰/۵ برابر طول دهانه خرپا انتخاب گردد. نسبت طول به ارتفاع چشمه‌های خرپایی نیز باید در بازه‌ی ۰/۶۷ تا ۱/۵ باقی بماند تا رفتار سازه در برابر تغییرشکل‌های جانبی تحت کنترل باشد و پایداری کلی آن تضمین شود.

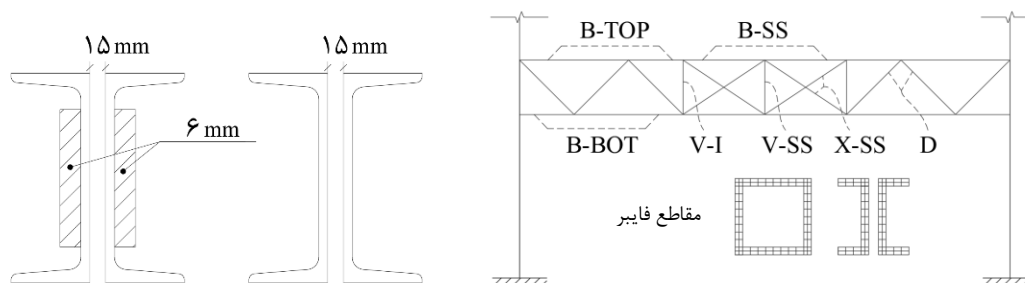
در بحث طراحی این سیستم، مقاطع یال و ستون‌ها باید فشرده لرزه‌ای باشند و الزامات نسبت پهنا به ضخامت آن‌ها رعایت شود. همچنین استفاده از ستون‌هایی مرکب از چند نیم‌رخ بست‌دار مجاز نیست. برای اعضای قطری یا ضربدری در بخش ویژه، فقط تسمه‌های نورد شده با نسبت عرض به ضخامت حداکثر ۲/۵ قابل استفاده هستند تا از بروز کماتش زود هنگام جلوگیری شود.

در طراحی این قاب‌ها، از مقاطع قوطی برای ستون‌ها استفاده شد تا مقاومت مناسبی در برابر بارهای محوری و خمشی فراهم شود. سایر اعضای خرپایی با ناودانی‌های دوبرگ طراحی شده‌اند که ضمن کاهش وزن سازه، موجب سهولت اجرا می‌شود. در بخش ویژه خرپا، اعضای قطری از تسمه‌های نورد شده با رعایت معیارهای آیین‌نامه‌ای مربوط به نسبت ضخامت به عرض استفاده شد. مقاطع مورد استفاده در جدول (۳) ذکر شده و در شکل (۵) نیز نحوه نامگذاری آن‌ها نمایش داده شده است. مطابق با شکل (۶)، برای برخی از یال‌ها، به منظور ارتقاء ظرفیت محوری، از ورق‌های تقویتی در نواحی بحرانی استفاده شده است. همچنین این قاب‌ها با استفاده از فولاد ساختمانی از نوع St۳۷ طراحی شده‌اند که دارای تنش تسلیم معادل ۲۴۰ مگاپاسکال می‌باشد.

جدول ۳: مقاطع نهایی طراحی شده در قاب‌های بررسی شده.

مدل	طبقه	ستون‌ها	سایر اعضا						
			B-TOP	B-BOT	B-SS	D	V-I	V-SS	X-SS
STMF۲-۱	۱	۴۰۰×۲۵	۲U۲۴۰	۲U۲۴۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۴۰	۲U۱۰۰	-	۵۰×۲۰
	۲	۴۰۰×۲۵	۲U۲۲۰	۲U۲۲۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۰۰	-	۳۰×۲۰
STMF۲-۲	۱	۴۰۰×۲۵	۲U۲۰۰	۲U۲۰۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۵۰×۲۵
	۲	۴۰۰×۲۵	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۵۰×۲۰
STMF۲-۳	۱	۴۰۰×۳۰	۲U۲۴۰	۲U۲۴۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۶۰×۳۰
	۲	۴۰۰×۳۰	۲U۲۰۰	۲U۲۰۰.PL	۲U۸۰	۲U۸۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۵۰×۲۵
STMF۵-۱	۱-۳	۴۵۰×۳۰	۲U۲۶۰	۲U۲۶۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۶۰	۲U۱۰۰	-	۵۰×۲۵
	۴	۴۵۰×۳۰	۲U۲۴۰	۲U۲۴۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۴۰	۲U۱۰۰	-	۵۰×۲۰
	۵	۴۵۰×۳۰	۲U۲۲۰	۲U۲۲۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۰۰	-	۳۰×۲۰
STMF۵-۲	۱-۳	۴۵۰×۳۰	۲U۲۲۰	۲U۲۲۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۴۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۶۰×۲۵
	۴	۴۰۰×۲۵	۲U۲۰۰	۲U۲۰۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۵۰×۲۵
	۵	۴۰۰×۲۵	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۵۰×۲۰
STMF۵-۳	۱-۳	۴۵۰×۳۰	۲U۲۴۰	۲U۲۴۰.PL	۲U۱۲۰	۲U۱۲۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۶۰×۳۰
	۴	۴۵۰×۳۰	۲U۲۲۰	۲U۲۲۰.PL	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۵۰×۲۵
	۵	۴۵۰×۳۰	۲U۲۰۰	۲U۲۰۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۵۰×۲۵
STMFA-۱	۱-۵	۴۵۰×۳۰	۲U۲۸۰	۲U۲۸۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۸۰	۲U۱۰۰	-	۶۰×۲۵
	۶	۴۰۰×۲۵	۲U۲۶۰	۲U۲۶۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۶۰	۲U۱۰۰	-	۵۰×۲۵
	۷	۴۰۰×۲۵	۲U۲۴۰	۲U۲۴۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۴۰	۲U۱۰۰	-	۵۰×۲۰
	۸	۴۰۰×۲۵	۲U۲۲۰	۲U۲۲۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۰۰	-	۳۰×۲۰
STMFA-۲	۱-۵	۴۵۰×۳۰	۲U۲۴۰	۲U۲۴۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۴۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۶۰×۳۰
	۶	۴۰۰×۲۵	۲U۲۰۰	۲U۲۰۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۵۰×۲۵
	۷	۴۰۰×۲۵	۲U۲۰۰	۲U۲۰۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۵۰×۲۵
	۸	۴۰۰×۲۵	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۵۰×۲۰
STMFA-۳	۱-۵	۴۵۰×۳۰	۲U۲۴۰	۲U۲۴۰.PL	۲U۱۲۰	۲U۱۲۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۶۰×۳۰
	۶	۴۵۰×۳۰	۲U۲۴۰	۲U۲۴۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۶۰×۳۰
	۷	۴۵۰×۳۰	۲U۲۲۰	۲U۲۲۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۶۰×۲۵
	۸	۴۵۰×۳۰	۲U۲۰۰	۲U۲۰۰.PL	۲U۸۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۵۰×۲۵

- * برای مقاطع ستون‌ها از قوطی‌های مربعی و سایر اعضا از ناودانی دابل استفاده شده است.
- * مقاطع ناودانی دابل به اختصار با ۲U نمایش داده شده‌اند. مقاطع تقویت شده، با حرف PL مشخص شده که از ورق‌های با ضخامت ۶ میلی‌متر استفاده شده‌اند.
- * عرض و ضخامت تسمه‌های نورد شده‌ی اعضای ضربدری، به ترتیب به میلی‌متر در جدول آورده شده است.



شکل ۶: مقاطع تقویت شده ناودانی دابل با ورق جان.

شکل ۵: نامگذاری مقاطع قاب‌ها.

در جدول (۵)، میزان آهن مصرفی قاب‌های مختلف ارائه شده است. نتایج بیانگر آن است که به جز در مدل‌های دوطبقه، افزایش تعداد چشمه‌ها در بخش ویژه منجر به کاهش قابل توجهی در مصرف کل فولاد شده است. دلیل اصلی این موضوع، کاهش ظرفیت برشی مورد انتظار در بخش ویژه با افزایش طول آن است که به کوچک‌تر شدن مقاطع خارج از این بخش و در نتیجه کاهش وزن سازه منجر شد. همچنین مقدار کاهش فولاد مصرفی در قاب‌های پنج و هشت طبقه، به ترتیب ۱۱ و ۹/۵ درصد بود.

جدول ۵: فولاد مصرفی قاب‌های طراحی شده STMF.

آهن مصرفی (تن)	قاب	آهن مصرفی (تن)	قاب	آهن مصرفی (تن)	قاب
۸۹/۲۵	STMF۸-۱	۵۶/۲۲	STMF۵-۱	۱۸/۱۶	STMF۲-۱
۷۷/۱۵	STMF۸-۲	۴۶/۶۹	STMF۵-۲	۱۵/۸۹	STMF۲-۲
۸۰/۷۷	STMF۸-۳	۵۰/۱۲	STMF۵-۳	۱۹/۳۷	STMF۲-۳

۴- صحت سنجی

در این بخش، به منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی عددی انجام‌شده، منحنی‌های تحلیل بارافزون قاب‌های مدل مقاله مرجع متعلق به جیانسینلاپادامرانگ و همکاران [۱۹] با نتایج مدل‌سازی این پژوهش در شکل (۷) مقایسه شدند. قاب‌های مورد بررسی شامل قاب‌های STMF-۱ و STMF-۳ هستند که هر دو دارای یک طبقه و ارتفاع کلی برابر با ۹/۱۴ متر می‌باشند. در این قاب‌ها، ارتفاع خرپا ۳/۰۵ متر و طول دهانه و بخش ویژه به ترتیب برابر با ۲۷/۴ و ۹/۱۴ متر در نظر گرفته شده است. تفاوت اصلی بین دو قاب، در تعداد چشمه‌های بخش ویژه از نوع ویراندیل است.

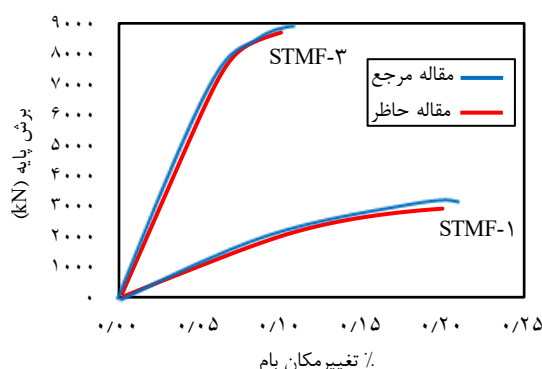
در فرآیند مدل‌سازی، مقاطع ستون‌ها از نوع پروفیل‌های W و سایر اعضا از ناودانی دابل انتخاب شده‌اند. مصالح مصرفی فولاد از نوع ASTM۵۷۲ و Gr۵۰ با تنش تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال بوده و همچنین مقادیر مدول یانگ و نسبت پواسون برای این مصالح به ترتیب ۲×۱۰^۵ مگاپاسکال و ۰/۳ است.

بررسی نمودارهای به‌دست‌آمده نشان داد که پاسخ لرزه‌ای قاب‌ها در این تحقیق تطابق خوبی با داده‌های مقاله مرجع دارد. همان‌گونه که در جدول (۶) نیز آمده، مقدار برش پایه و دوره تناوب مود اول برای قاب STMF-۱ به ترتیب کمتر از ۱۰ و ۳ درصد و برای STMF-۳ کمتر از ۱ درصد با قاب‌های مقاله حاضر اختلاف دارد.

اختلافات جزئی بین نتایج این پژوهش و مقاله مرجع [۱۹] عمدتاً ناشی از تفاوت در فرضیات مدل‌سازی، فرضیات تحلیل غیرخطی، روش بارگذاری، روش مدل‌سازی غیرخطی و نرم‌افزارهای تحلیلی است. با این حال، نزدیکی مقادیر دوره تناوب و برش پایه نشان‌دهنده دقت مناسب مدل عددی استفاده‌شده در این پژوهش است.

جدول ۶: مقایسه قاب‌های مقاله مرجع [۱۹] و مقاله حاضر.

مدل‌ها	دوره تناوب	V_{max} (kN)	مدل‌ها	دوره تناوب	V_{max} (kN)
مقاله مرجع (STMF-۱)	۰/۴۲۸	۳۱۵۰	مقاله مرجع (STMF-۳)	۰/۱۷۹	۸۷۵۰
مقاله حاضر (STMF-۱)	۰/۴۴	۲۹۰۹/۴۸	مقاله حاضر (STMF-۳)	۰/۱۸	۸۶۹۸/۱۳
درصد اختلاف	۲/۷	۸/۲	درصد اختلاف	۰/۶	۰/۶



شکل ۷: منحنی بارافزون قاب‌های مقاله مرجع [۱۹] و مقاله حاضر.

۵- تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون)

تحلیل بارافزون یکی از روش‌های مناسب در بررسی پاسخ غیرخطی سازه‌ها در برابر بارهای جانبی مانند زلزله است. در این روش، بار جانبی به صورت تدریجی و افزایشی بر سازه اعمال شده و منحنی برش پایه نسبت به تغییر مکان استخراج می‌شود. این نمودار، نمایانگر رفتار کلی سازه از فاز الاستیک تا ناحیه پس از تسلیم است و اطلاعات مهم همچون نقطه تسلیم، ظرفیت نهایی و توانایی جذب انرژی را در اختیار قرار می‌دهد. استفاده از این روش در تحلیل‌های مبتنی بر ظرفیت و عملکرد لرزه‌ای، امکان ارزیابی دقیق‌تری از رفتار سازه فراهم می‌آورد.

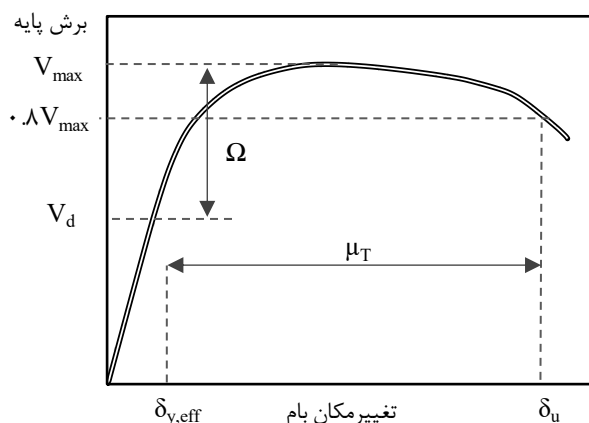
در این تحقیق، برای تمامی قاب‌های طراحی شده، تحلیل استاتیکی غیرخطی با هدف محاسبه ضرایب اضافه مقاومت (Ω) و شکل‌پذیری وابسته به دوره تناوب (μ_T) انجام شد. روند تحلیل‌ها مطابق با دستورالعمل FEMA P۶۹۵ [۳۶] و با بهره‌گیری از الگوی بارگذاری متناسب با مود اول ارتعاشی صورت گرفت. پیش از بارگذاری جانبی، قاب‌ها تحت تأثیر ترکیب بار ثقلی $1/0.5D$ و $0/25L$ قرار داده شدند که در آن D و L به ترتیب بارهای مرده و زنده هستند.

منحنی ایده‌آل شده غیرخطی بارافزون سازه در شکل (۸) نمایش داده شده است. ضریب اضافه مقاومت به صورت نسبت برش پایه حداکثر (V_{max}) به برش پایه طراحی (V_d) تعریف می‌شود. همچنین، ضریب شکل‌پذیری مبتنی بر دوره تناوب به صورت نسبت تغییر مکان نهایی بام (δ_u) به تغییر مکان مؤثر ($\delta_{y,eff}$) تعریف می‌شود. مقدار δ_u نشان‌دهنده مقدار تغییر مکان بام متناظر با ۸۰ درصد V_{max} است و مقدار $\delta_{y,eff}$ بر اساس رابطه (۴) و C_0 ضریب مود اول است که از رابطه (۵) محاسبه می‌شود:

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^r} \right] (\max(T, T_1))^r \quad (4)$$

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}^2} \quad (5)$$

که در آن W وزن لرزه‌ای سازه، g شتاب گرانش، T دوره تناوب بدست‌آمده بر اساس آیین‌نامه ASCE 7، T_1 دوره تناوب تحلیلی بدست‌آمده از تحلیل مودال، m_x جرم مؤثر لرزه‌ای طبقه x ، $\phi_{1,x}$ شکل مودی اول طبقه x ، $\phi_{1,r}$ شکل مودی اول بام و N تعداد طبقات است.

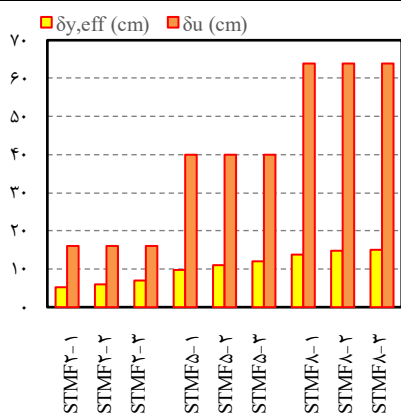


شکل ۸: منحنی ایده آل شده بارافزون طبق دستورالعمل FEMA P۶۹۵ [۳۶].

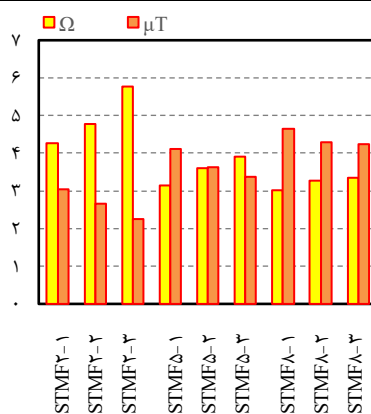
این نوع تحلیل، جهت بررسی مقاومت جانبی، سطح شکل پذیری و ارزیابی عملکرد کلی سیستم قاب خمشی خرپایی ویژه استفاده شده است و شرایطی فراهم می‌کند تا رفتار لرزه‌ای سازه در برابر زلزله با دقت بیشتری مورد بررسی قرار گیرد. نتایج حاصل از تحلیل بارافزون، از جمله منحنی‌های بارافزون و مقایسه‌ی میان مقادیر پارامترهای لرزه‌ای، در شکل‌های (۹) تا (۱۱) ارائه شده‌اند. همچنین مقادیر پارامترهای لرزه‌ای Ω و μ_T با بهره‌گیری از روابط ارائه‌شده، محاسبه شده و داده‌های نهایی در جدول (۷) آورده شده است.

جدول ۷: نتایج حاصل از تحلیل بارافزون قاب‌های بررسی شده.

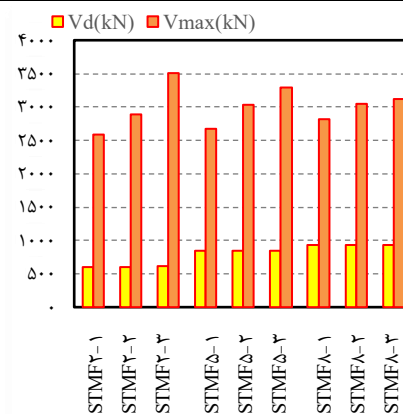
مدل‌ها	STMF۲-۱	STMF۲-۲	STMF۲-۳	STMF۵-۱	STMF۵-۲	STMF۵-۳	STMF۸-۱	STMF۸-۲	STMF۸-۳
V_d (kN)	۶۰۷	۶۰۵	۶۰۸	۸۴۷	۸۴۰	۸۴۳	۹۳۷	۹۳۱	۹۳۳
V_{max} (kN)	۲۵۹۲/۱۶	۲۸۹۳/۰۲	۳۵۰۷/۸۷	۲۶۷۴/۱۶	۳۰۳۴/۹۷	۳۲۸۶/۴۰	۲۸۱۹/۶۷	۳۰۴۵/۵۵	۳۱۲۵/۲۵
$\delta_{y,eff}$ (cm)	۵/۳	۶/۰	۷/۱	۹/۷	۱۱/۰	۱۱/۹	۱۳/۸	۱۴/۹	۱۵/۱
δ_u (cm)	۱۶/۰	۱۶/۰	۱۶/۰	۴۰/۰	۴۰/۰	۴۰/۰	۶۴/۰	۶۴/۰	۶۴/۰
Ω	۴/۳	۴/۸	۵/۸	۳/۲	۳/۶	۳/۹	۳/۰	۳/۳	۳/۳
μ_T	۳/۰	۲/۷	۲/۳	۴/۱	۳/۶	۳/۴	۴/۶	۴/۳	۴/۲



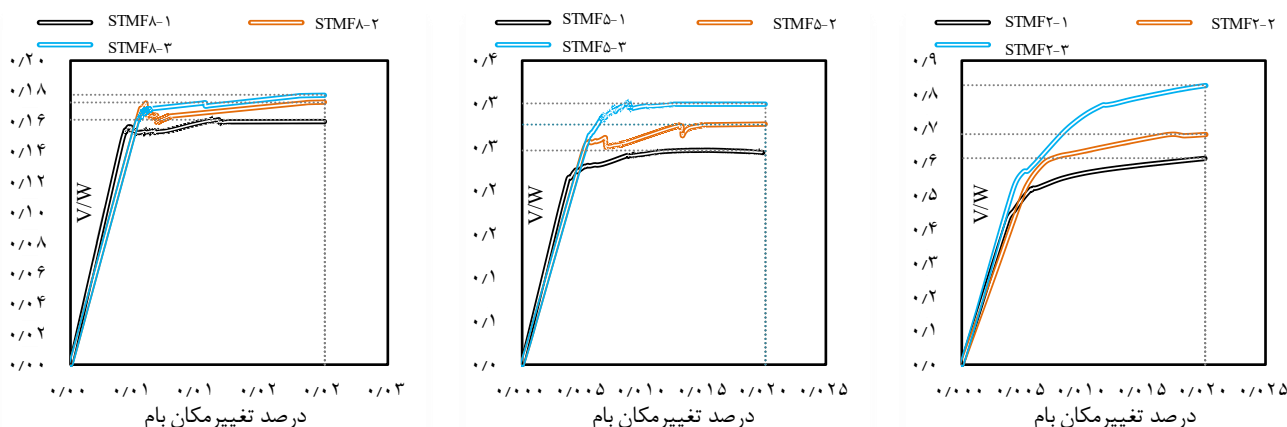
شکل ۱۱: مقایسه ضریب اضافه مقاومت و شکل پذیری.



شکل ۱۰: مقایسه تغییر مکان نهایی و تسلیم.



شکل ۹: مقایسه برش پایه حداکثر و طراحی.



شکل ۱۲: منحنی‌های بارافزون قاب‌های دو طبقه. شکل ۱۳: منحنی‌های بارافزون قاب‌های پنج طبقه. شکل ۱۴: منحنی‌های بارافزون قاب‌های هشت طبقه.

تحلیل نتایج بدست آمده از شکل‌های (۱۲) تا (۱۴) نشان داد که با افزایش ارتفاع قاب‌ها، مقدار برش پایه نهایی روندی صعودی دارد و در تمامی قاب‌ها از مقدار برش طراحی فراتر رفته است؛ موضوعی که بر صحت کنترل طراحی سازه‌ها مطابق ضوابط آیین‌نامه‌ای دلالت دارد.

از منظر پارامترهای مقاومتی، ضریب اضافه مقاومت در اکثر قاب‌ها نزدیک به عدد ۳ پیشنهادی آیین‌نامه قرار دارد. میانگین Ω برای قاب‌های دو، پنج و هشت طبقه به ترتیب برابر با $4/6$ ، $4/6$ و $4/2$ به دست آمده است که در عین بالاتر بودن از مقدار آیین‌نامه، تطابق عملکرد سازه‌ها با حداقل الزامات آیین‌نامه‌ای را تأیید می‌کند و به‌طور کلی عملکرد قابل قبول قاب‌ها را از منظر مقاومتی نشان داد. افزون بر آن، مشاهده شد که افزایش تعداد چشمه‌های بخش ویژه، موجب بهبود نسبی ضریب اضافه مقاومت و کاهش پراکندگی آن بین قاب‌های مشابه شد، به‌گونه‌ای که سازه‌های دارای سه چشمه در بیشتر موارد به مقدار پیشنهادی آیین‌نامه نزدیک‌تر شده‌اند. این یافته می‌تواند در راستای طراحی اقتصادی و مقاوم سازه‌های بلند با دهانه‌های بزرگ مورد توجه قرار گیرد. در عین حال، با افزایش ارتفاع ساختمان‌ها، پارامتر شکل‌پذیری نیز افزایش یافته است. این افزایش بیانگر ظرفیت جذب انرژی در سازه‌های بلندتر است. در این پژوهش، با استفاده از روش مدل‌سازی فایبر در نرم‌افزار OpenSees، رفتار غیرخطی قاب‌ها با دقت بالا شبیه‌سازی شده و اثرات واقعی مصالح در تحلیل‌ها لحاظ گردیده است. از آنجا که در این روش، زوال رفتاری اتفاق نمی‌افتد، منحنی بارافزون در تغییر مکان‌های بالا اغلب صعودی یا صاف است که منجر به افزایش شکل‌پذیری سازه شد. به‌دلیل نبود زوال مشخص در مدل، مقدار تغییر مکان نهایی برای تمامی قاب‌ها برابر با ۲ درصد ارتفاع کل سازه لحاظ شده است. همچنین، پرش‌های مشاهده‌شده در منحنی‌ها عمدتاً ناشی از کمناش اعضای ضربدری در بخش ویژه بوده و نشان‌دهنده تأثیر مستقیم این پدیده بر افت سختی و مقاومت موضعی قاب‌هاست.

۶- تحلیل غیرخطی تاریخیچه زمانی

در این پژوهش، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به روش تاریخیچه زمانی، مطابق ضوابط آیین‌نامه ۲۲-۷ ASCE انجام شده است. هدف از این تحلیل‌ها ارزیابی حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات و تغییر مکان پسماند سازه‌ها بوده که نتایج به‌دست‌آمده با حدود مجاز تعیین‌شده در آیین‌نامه مقایسه شده‌اند. بر اساس دستورالعمل آیین‌نامه، مجموعه‌ای متشکل از ۱۱ جفت شتاب‌نگاشت حوزه دور FEMA مطابق جدول (۸)، که هر کدام دارای دو مؤلفه افقی هستند، برای بارگذاری سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. رکوردهای زلزله باید به گونه‌ای انتخاب و مقیاس شوند که مشخصات منبع زلزله با طیف پاسخ هدف سازه، مبتنی بر احتمال فراگذشت ۲ درصد در ۵۰ سال، تطابق داشته باشند. در این پژوهش، رکوردها به صورت دامنه‌ای^۱ و در بازه‌ای بین ۰.۲ تا ۱.۵ برابر بیشترین دوره تناوب مود اول سازه مقیاس شده‌اند. همچنین، در دوره تناوب ۲T حداقل ۹۰٪ از جرم مؤثر سازه در موده‌های ارتعاشی مشارکت دارد تا

¹ Amplitude Scaling

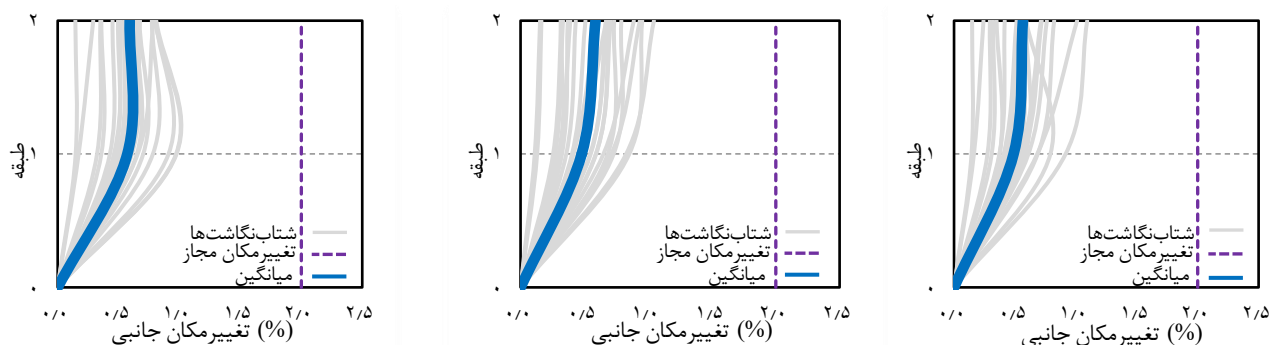
پوشش مناسبی از پاسخ مودال غالب سازه فراهم شود. هدف از این مقیاس بندی، نمایان ساختن شرایط واقعی حرکت زمین و انطباق پاسخ آن با طیف طراحی است؛ به طوری که پاسخ سازه در برابر زلزله های ضعیف و قوی در یک سطح انرژی ورودی قابل مقایسه باشد. این امر دقت ارزیابی و تحلیل تاریخچه زمانی را افزایش داده و با کاهش پراکندگی نتایج، امکان تصمیم گیری و جمع بندی دقیق تر در فرآیند طراحی را فراهم می کند. در این تحلیل دینامیکی، از میرایی رایلی با نسبت میرایی بحرانی ۵ درصد و بر پایه فرکانس های طبیعی دورانی اول و دوم استفاده شده است که در هر گام زمانی، ماتریس سختی از ماتریس سختی همگرا شده در گام قبلی استخراج و به روزرسانی می شود.

بر اساس الزامات آیین نامه، میانگین تغییر مکان نسبی بین طبقه های ناشی از شتاب نگاشت ها نباید بیش از دو برابر مقدار مجاز ۲ درصد باشد؛ بنابراین، این مقدار باید کمتر از ۴ درصد باقی بماند. همچنین، بیشینه تغییر مکان بین طبقه های مجاز است حداکثر تا ۱/۵ برابر این میانگین افزایش یابد که در نتیجه مقدار نهایی آن نباید از ۶ درصد تجاوز کند. در خصوص سازه های بلندتر از ۷۳ متر، نیز معیارهای جداگانه ای برای تغییر مکان پسماند در نظر گرفته شده که بر اساس آن، میانگین این پارامتر باید کمتر از ۱ درصد و حداکثر مقدار آن از ۱/۵ درصد فراتر نرود. این معیارها تضمین می کنند که سازه پس از زلزله دچار جابجایی های دائمی نگران کننده نشود.

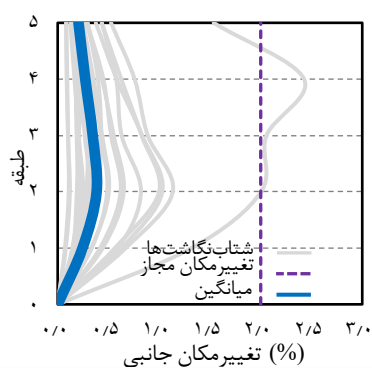
جدول ۸: جزئیات شتاب نگاشت های FEMA

زلزله	ایستگاه	فاصله از رومرکز (km)	سال	بزرگا	PGA _{max} (g)
Northridge	Beverly Hills	۱۳/۳	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۵۲
Northridge	Canyon Country	۲۶/۵	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۴۸
Duzce	Bolu	۴۱/۳	۱۹۹۹	۷/۱	۰/۸۲
Imperial Valley	Delta	۳۳/۷	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۳۵
Imperial Valley	El Centro Array	۲۹/۴	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۳۸
Kobe	Nishi-Akashi	۸/۷	۱۹۹۵	۶/۹	۰/۵۱
Kobe	Shin-Osaka	۴۶	۱۹۹۵	۶/۹	۰/۲۴
Kocaeli	Duzce	۹۸/۲	۱۹۹۹	۷/۵	۰/۳۶
Kocaeli	Arcelik	۵۳/۷	۱۹۹۹	۷/۵	۰/۲۲
Landers	Yermo Fire Station	۸۶	۱۹۹۲	۷/۳	۰/۲۴
Landers	Coolwater	۸۲/۱	۱۹۹۲	۷/۳	۰/۴۲

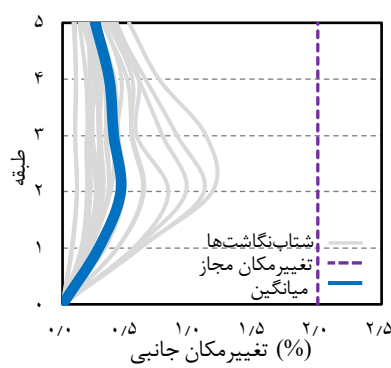
با توجه به نتایج تحلیل تاریخچه زمانی و مطابق با اشکال (۱۵) تا (۳۲)، مشاهده شد که تمامی قاب ها معیارهای آیین نامه را برآورده کرده اند و هیچ گونه رفتار عدم پذیرشی در عملکرد لرزه ای آن ها گزارش نشد. بررسی مقادیر حداکثر تغییر مکان بین طبقه ای در قاب هایی با بخش ویژه یک، دو و سه چشمه ای نشان داد که این مقادیر تفاوت محسوسی با یکدیگر نداشته و تقریباً در یک بازه قرار دارند. علت این موضوع را می توان در کنترل سختی جانبی سازه ها طی فرایند طراحی دانست؛ به گونه ای که تغییر در تعداد چشمه های بخش ویژه، تأثیر زیادی بر سختی کلی سیستم نداشته و در نتیجه، پاسخ لرزه ای قاب ها به لحاظ تغییر مکان، در تمامی حالت ها یکسان باقی ماند.



شکل ۱۵: تغییر مکان حداکثر طبقات ۱-STMF2. شکل ۱۶: تغییر مکان حداکثر طبقات ۲-STMF2. شکل ۱۷: تغییر مکان حداکثر طبقات ۳-STMF2

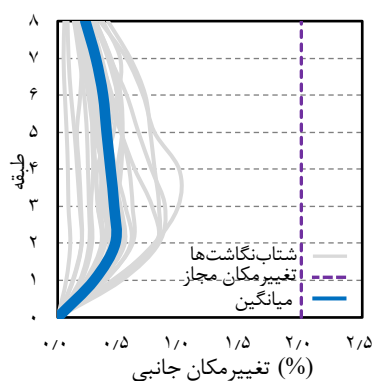


شکل ۱۸: تغییر مکان حداکثر طبقات STM5-1

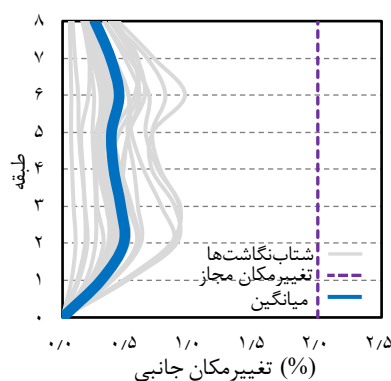


شکل ۱۹: تغییر مکان حداکثر طبقات STM5-2

شکل ۲۰: تغییر مکان حداکثر طبقات STM5-3

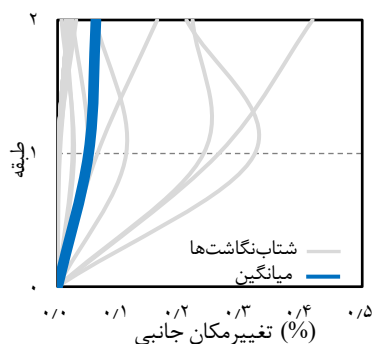


شکل ۲۱: تغییر مکان حداکثر طبقات STMFA-1

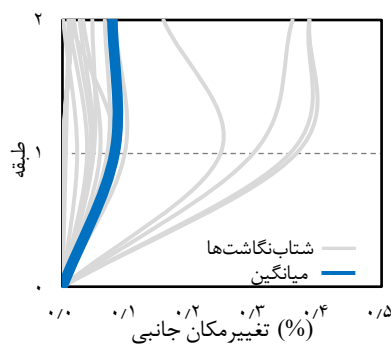


شکل ۲۲: تغییر مکان حداکثر طبقات STMFA-2

شکل ۲۳: تغییر مکان حداکثر طبقات STMFA-3

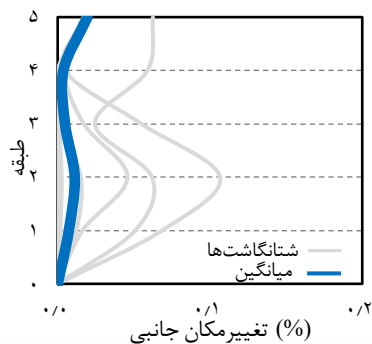


شکل ۲۴: تغییر مکان پسماند STM2-1

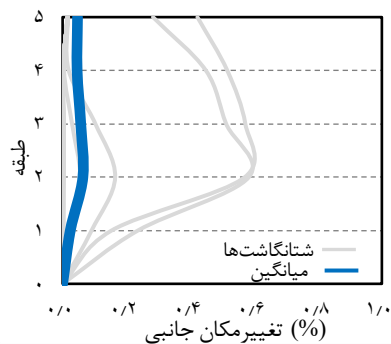


شکل ۲۵: تغییر مکان پسماند STM2-2

شکل ۲۶: تغییر مکان پسماند STM2-3

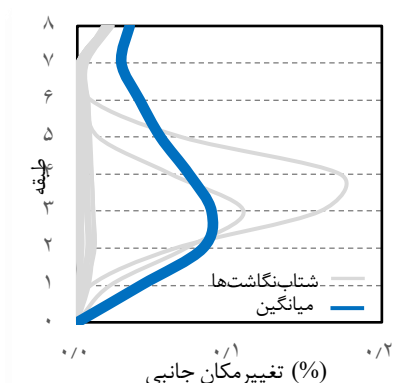


شکل ۲۷: تغییر مکان پسماند STM5-1

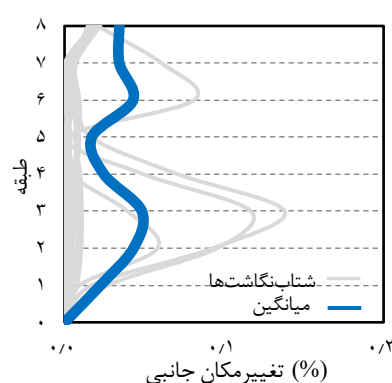


شکل ۲۸: تغییر مکان پسماند STM5-2

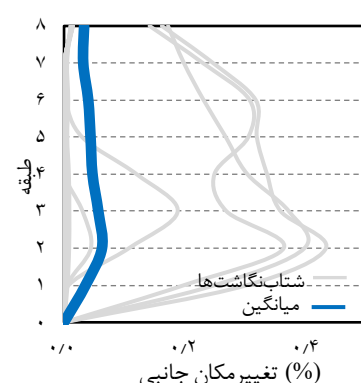
شکل ۲۹: تغییر مکان پسماند STM5-3



شکل ۲۲: تغییر مکان پسماند ۲-STMFA.



شکل ۲۱: تغییر مکان پسماند ۲-STMFA.



شکل ۳۰: تغییر مکان پسماند ۱-STMFA.

۷ - نتیجه‌گیری

در این پژوهش، سیستم قاب خمشی خرپایی ویژه با بخش ویژه ضربدری، در قالب ۹ مدل با ارتفاع‌های مختلف و تنوع در تعداد چشمه‌های بخش ویژه، طراحی و مورد تحلیل غیرخطی قرار گرفت. طراحی مدل‌ها در نرم‌افزار ETABS و تحلیل‌های بارافزون و تاریخچه زمانی در OpenSees انجام شد. بر اساس یافته‌های این تحقیق، نتایج زیر حاصل شد:

۱- استفاده از مدل‌سازی فایبر در OpenSees موجب شبیه‌سازی دقیق رفتار غیرخطی مصالح و افزایش شکل‌پذیری سازه‌ها شد. نبود زوال رفتاری در این روش، باعث استمرار منحنی بارافزون تا تغییر مکان‌های بالا شد. استفاده از مدل‌سازی فایبر، موجب جذب انرژی و شکل‌پذیری بالای قاب‌ها گردید.

۲- از منظر پارامترهای مقاومتی، ضریب اضافه مقاومت در اکثر قاب‌ها نزدیک به مقدار ۳ پیشنهادی آیین‌نامه قرار دارد. میانگین Ω برای قاب‌های دو، پنج و هشت طبقه به ترتیب برابر با ۴/۶، ۴/۲ و ۴/۲ به دست آمد که عملکرد مناسب سازه‌ها را در برابر زلزله نشان داد. همچنین، افزایش تعداد چشمه‌ها در بخش ویژه موجب بهبود نسبی ضریب اضافه مقاومت و کاهش پراکندگی آن شد.

۳- در تحلیل تاریخچه زمانی، نتایج نشان داد که تمامی قاب‌ها عملکرد لرزه‌ای مناسبی از خود نشان داده و مقادیر متوسط تغییر مکان بین طبقه‌ای کمتر از ۲ درصد و مقادیر تغییر مکان پسماند حدود ۰/۱ درصد بوده‌اند؛ که همگی در محدوده مجاز آیین‌نامه ۷ ASCE قرار دارند.

۴- مقایسه مقدار فولاد مصرفی در قاب‌ها نشان داد که افزایش تعداد چشمه‌ها در بخش ویژه (به جز در قاب‌های دو طبقه) منجر به کاهش قابل توجهی در میزان آهن مصرفی شده است. این کاهش ناشی از کاهش ظرفیت برشی مورد انتظار و در نتیجه استفاده از مقاطع کوچک‌تر در اعضای خارج از بخش ویژه بود. به طور خاص، در قاب‌های پنج و هشت طبقه، کاهش مصرف فولاد به ترتیب حدود ۱۱ و ۹/۵ درصد برآورد شد.

۵- بررسی نتایج تحلیل دینامیکی نشان داد که تغییرات در تعداد چشمه‌های بخش ویژه، تأثیر محسوسی بر مقدار نهایی تغییر مکان طبقات نداشته است. دلیل این امر، کنترل سختی جانبی قاب‌ها در مراحل طراحی است که باعث شده تغییر مکان‌ها در همه قاب‌ها، حتی با پیکربندی متفاوت، در یک بازه مشابه باقی بمانند.

۶- در مجموع، سیستم STMF با بخش ویژه ضربدری، عملکرد مناسبی در برابر بارهای لرزه‌ای از خود نشان داده و قابلیت استفاده در طراحی سازه‌های با دهانه‌های بزرگ را داراست. افزایش تعداد چشمه‌ها در بخش ویژه، علاوه بر کاهش مصرف مصالح، می‌تواند به اقتصادی‌تر شدن پروژه‌ها کمک کند.

مراجع

- [1] Asghari, A., (2016). Evaluating the ductility of x-braced frames which are braced in two middle adjacent spans. *Ferdowsi Civil Engineering*, 27(2), pp. 57-74. <https://dx.doi.org/10.22067/civil.v27i2.33325>.
- [2] Asghari, A., & Azimi, B., (2017). Evaluation of sensitivity of CBFs for types of bracing and story numbers. *ScientiaIranica*, 24(1), pp.40-52. <https://dx.doi.org/10.24200/sci.2017.2375>.
- [3] Asghari, A., & Saharkhizan, S., (2019). Seismic design and performance evaluation of steel frames with knee-element connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 154, pp.161-176. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.11.011>.
- [4] Asghari, A., & Hosseini, S., (2024). Seismic behavior assessment of special concentrically x-Braced frame with through gusset plate. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, pp. 1-13. <https://doi.org/10.1007/s40996-024-01524-4>.
- [5] Asghari A., Gandomi Amir H., (2016). Ductility reduction factor and collapse mechanism evaluation of a new steel knee braced frame. *Structure and Infrastructure Engineering*, 12:2, pp. 239-255. <https://doi.org/10.1080/15732479.2015.1009123>.
- [6] Jalilzadeh Afshari M., Asghari A., Gholhaki M., (2019). Shear strength and stiffness enhancement of cross-stiffened steel plate shear walls. *International Journal of Advanced Structural Engineering* 11 (2), pp. 179-193. <https://doi.org/10.1007/s40091-019-0224-6>.
- [7] Torabizadeh, A., Foyouzat, A., Asghari, A., & Mohammadi, S., (2024). Self-centering of steel braced frames equipped with Fe-SMA TADAS dampers. *Smart Materials and Structures*, 33(6), pp.065025. <https://doi.org/10.1088/1361-665x/ad49f0>.
- [8] Asghari, A., Hosseini, S. (2024). "Seismic Behavior Assessment of Special Concentrically X-braced Frame with Through Gusset Plate". *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, Pages 1-13. <https://doi.org/10.1007/s40996-024-01524-4>.
- [9] Hadinejad, A., Asghari, A., & Marefat, M. S., (2025). Evaluation of the FEMA P695 methodology for quantification of seismic performance factors in dual steel SCBF-SMF structures. *In Structures* 71, pp. 108172. Elsevier. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.108172>.
- [10] Asghari, A., Mirzaei, F., and Ghiami Azad, A. (2025). Evaluation of seismic performance of Special truss moment frames (STMF) with Vierendeel special segment. *Sharif Journal of Civil Engineering*. doi: 10.24200/j30.2025.66262.3406.
- [11] Itani, A. M., & Goel, S. C. (1991). *Earthquake resistance of open web framing systems*. Department of Civil Engineering, University of Michigan.
- [12] American Institute of Steel Construction (AISC). *Seismic provisions for structural steel buildings*. 1st ed. Chicago: AISC; 1997.
- [13] Basha, H. S., & Goel, S. C. (1994). *Seismic-resistant truss moment frames with ductile Vierendeel segment*. University of Michigan.
- [14] Goel, S. C., & Itani, A. M., (1994). Seismic-resistant special trussmoment frames. *Journal of Structural Engineering*, 120(6), pp. 1781-1797.
- [15] Basha, H. S., & Goel, S. C., (1995). Special truss moment frames with vierendeel middle panel. *Engineering Structures*, 17(5), pp.352-358. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(95\)00018-3](https://doi.org/10.1016/0141-0296(95)00018-3).
- [16] Chao, S.-H., & Goel, S. C., (2008). Performance-based plastic design of special truss moment frames. *Engineering Journal*, 45(2), pp. 127-150.
- [17] Simasathien, S., Jiansinlapadamrong, C., & Chao, S.-H., (2017). Seismic behavior of special truss moment frame with double hollow structural sections as chord members. *Engineering Structures*, 131, pp.14-27. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.10.001>.
- [18] Kumar, R., Sahoo, D.R., (2021). Seismic fragility of steel special truss moment frames with multiple ductile vierendeel panels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2021, pp.143:106603. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106603>.
- [19] Jiansinlapadamrong, C., Park, K., Hooper, J., & Chao, S. H., (2019). Seismic design and performance evaluation of long-span special truss moment frames. *Journal of Structural Engineering*, 145(7), pp.04019053. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002340](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002340).

- [20] Chao, S. H., Jiansinlapadamrong, C., Simasathien, S., & Okazaki, T., (2020). Full-scale testing and design of special truss moment frames for high-seismic areas. *Journal of Structural Engineering*, 146(3), pp.04019229. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002541](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002541).
- [21] American Institute of Steel Construction (AISC). AISC 341–10: Seismic provisions for structural steel buildings. AISC; 2010.
- [22] Kumar, R., & Sahoo, D. R., (2021). Seismic fragility of steel special truss moment frames with multiple ductile vierendeel panels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 143, pp.106603. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106603>
- [23] Askariani, S. S., Garivani, S., Hasani, M., & Hajirasouliha, I. (2021). Special truss moment frames equipped with steel slit dampers. *International Journal of Steel Structures*, 1-19.
- [24] Kim, J., & Park, J. (2014). Design of special truss moment frames considering progressive collapse. *International Journal of steel structures*, 14, 331-343.
- [25] Sadeghpour, M., Kalatjari, V. R., & Pahlavan, H. (2021). Numerical study of the effect of geometric arrangement of the truss on the response modification factor of the special truss moment frame (STMF). *SN Applied Sciences*, 3(5), 584.
- [26] Kumar, R., & Sahoo, D. R. (2020). Seismic performance of high-rise special truss moment frames with multiple Vierendeel ductile segments and high panel aspect ratios. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 29(18), e1810.
- [27] Gan, D., Lu, X., Li, Y., Li, Z., & Zhou, X. (2025). Analysis and design of the multi-Vierendeel-panels steel trusses with gusset plate connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 224, 109142.
- [28] Sophianopoulos, D. S., & Ntina, M. I. (2024). Investigation of the Seismic Performance of a Multi-Story, Multi-Bay Special Truss Moment Steel Frame with X-Diagonal Shape Memory Alloy Bars. *Applied Sciences*, 14(22), 10283.
- [29] Ölmez, H. D., & Topkaya, C. (2011). A numerical study on special truss moment frames with Vierendeel openings. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(4), 667-677.
- [30] Etabs, Integrated building design software, nonlinear version 9.7.3, in, Berkeley, California, USA, 1995.
- [31] OpenSees. Open System for Earthquake Engineering Simulation [Computer software]. (1999). Berkeley CA, Pacific Earthquake Engineering Research Centre, Univ. of Berkeley.
- [32] American Society of Civil Engineers (ASCE). ASCE7-22: Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE; 2022.
- [33] American Institute of Steel Construction (AISC). AISC 341–22: Seismic provisions for structural steel buildings. AISC; 2022.
- [34] American Institute of Steel Construction (AISC). AISC 360–22: Specification for Structural Steel Buildings. AISC; 2022.
- [35] Chao, S.-H., and S. C. Goel., (2008). A modified equation for expected maximum shear strength of the special segment for design of special truss moment frames. *Eng. J.* 45 (2): pp.117–125.
- [36] Federal Emergency Management Agency (FEMA). Quantification of seismic performance factors. FEMA P695. Applied Technology Council; 2009.
- [37] AISC. AISC 341–05: Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago: AISC; 2005.
- [38] AISC. Specification for structural steel buildings. Chicago: AISC; 2016.
- [39] American Society of Civil Engineers (ASCE). ASCE7-16: Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE; 2016.
- [40] ASCE/SEI. ASCE 41–13: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. ASCE; 2012.