

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی خرابایی ویژه با بخش ویژه ویراندیل

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

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

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران

پست الکترونیکی نویسندگان:

۱- a.mirzaee@ut.ac.ir

۲- abazar.asghari@ut.ac.ir

۳- rghiami@ut.ac.ir

چکیده:

در این پژوهش، تأثیر تعداد طبقات و چشمه‌های بخش ویژه از نوع ویراندیل سیستم قاب خمشی خرابایی ویژه (STMF) بر پارامترهای لرزه‌ای آن مورد بررسی قرار گرفته است. قاب‌های بررسی شده شامل ۹ قاب دو، پنج و هشت طبقه با بخش ویژه یک، دو و سه‌چشمه‌ای است که طراحی آن در نرم‌افزار ETABS صورت گرفته و تحلیل‌های غیرخطی بارافزون طبق ضوابط FEMA P۶۹۵ و تاریخچه زمانی با اعمال ۱۱ جفت شتاب‌نگاشت بر اساس آیین‌نامه ۷ ASCE در نرم‌افزار OpenSees انجام شده است. نتایج نشان داد شکل‌پذیری قاب‌ها با افزایش تعداد طبقات و چشمه‌های بخش ویژه، افزایش یافته و میانگین ضرایب اضافه مقاومت به‌دست‌آمده ۲.۵ بوده که به مقدار ۳ پیشنهادی آیین‌نامه نزدیک است. همچنین، مقادیر میانگین تغییرمکان جانبی طبقات کمتر از ۲ درصد و میانگین تغییرمکان پسماند حدود ۰.۱۵ درصد بوده که در محدوده مجاز آیین‌نامه است. در مجموع این سیستم STMF، عملکرد مناسبی در برابر بارهای لرزه‌ای نشان داد و می‌تواند گزینه‌ای مناسب برای طراحی سازه‌های با دهانه‌های بزرگ باشد.

واژگان کلیدی:

قاب خمشی خرابایی ویژه، ویراندیل، بارافزون، تاریخچه زمانی، ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل‌پذیری، تغییرمکان جانبی.

* اباذر اصغری، دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران

ایمیل: abazar.asghari@ut.ac.ir (نویسنده مسئول مقاله)

Evaluation of seismic performance of Special truss moment frames (STMF) with vierendeel special segment

A. Mirzaei ^۱, A. Asghari ^۲, A. Ghiami Azad ^۳

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

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

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

Abstract:

In designing structures subjected to seismic forces, selecting an appropriate system based on seismic performance and building height is essential. Special Truss Moment Frames (STMF) are an innovative structural system designed to provide adequate lateral stiffness and control deformations. This system, combining steel trusses and columns instead of traditional beams, is highly efficient in absorbing lateral seismic forces, making it suitable for tall buildings and large spans. This study investigates the influence of the number of stories and the number of vierendeel special segment panels in the STMF system on its seismic performance parameters. The analyzed models include nine cases with two, five, and eight stories, each designed with one, two, and three special segment panels. These models were developed in the ETABS software for preliminary design, while nonlinear analyses, including pushover and time history, were conducted in OpenSees. The pushover analysis was performed following FEMA P695 guidelines, and the nonlinear dynamic time history analysis was conducted based on ASCE 7 standards with ۱۱ pairs of far-field ground motion records. The results highlight the high ductility of the STMF system, which increases with the number of stories and special segment panels, along with average overstrength factors of ۲.۵, which are close to the ASCE 7 recommended value of ۲. The average transient story drift remained below ۲%, while the average residual drift was approximately ۰.۱۵%, both within the permissible limits outlined in the code. Moreover, the models exhibit desirable seismic performance without any indications of non-compliance under severe seismic demands. In terms of design, increasing the number of panels in the special segment reduces the amount of structural steel required. This occurs because longer special segments result in lower expected shear forces, leading to smaller cross-sections for members outside the special segment. Conversely, models with shorter special segments demonstrate higher lateral stiffness and greater base shear capacities. Overall, this research confirms that the STMF system with vierendeel special segments offers excellent seismic performance and can serve as a suitable and cost-effective option for designing structures with large spans.

Keywords: Special truss moment frame, Vierendeel, Pushover, Time history, Overstrength Factor, Ductility Factor Drift.

۱- مقدمه و تاریخچه تحقیقات

در طراحی سازه‌هایی که تحت تاثیر نیروهای لرزه‌ای قرار می‌گیرند، انتخاب سیستم مناسب با توجه به عملکرد لرزه‌ای و همچنین ارتفاع سازه از اهمیت بسزایی برخوردار است. سیستم قاب خمشی خرپایی ویژه^۱ (STMF)، یکی از سیستم‌های نوین در مهندسی سازه محسوب می‌شود که با هدف تامین سختی جانبی مناسب و کنترل تغییر مکان‌ها طراحی شده است. این سیستم که از ترکیب ستون‌ها و خرپاهای فولادی به جای تیرهای معمول بهره می‌برد، ظرفیت جذب بالای نیروهای جانبی را داراست و برای سازه‌های مرتفع و دهانه‌های بزرگ مورد استفاده قرار می‌گیرد. با افزایش ارتفاع سازه، بررسی دقیق تاثیر تعداد طبقات بر پارامترهای لرزه‌ای و کنترل تغییر مکان جانبی اهمیت پیدا می‌کند، چرا که این پارامترها به طور مستقیم بر پایداری و ایمنی سازه تاثیر می‌گذارند. این سیستم نسبت به سایر سیستم‌های قاب خمشی شکل‌پذیر، دارای سختی جانبی بیشتری است و عملکرد بهتری در برابر تغییر شکل جانبی دارد در نتیجه باعث می‌شود بر خلاف سیستم قاب خمشی ویژه فولادی، برای تامین سختی جانبی بیشتر، نیازی به استفاده از مقاطع بزرگتر نداشته باشد و منجر به افزایش هزینه‌های اجرایی به ویژه در دهانه‌های بزرگتر نشود. مطالعات متعددی به بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم STMF و سایر سیستم‌ها با استفاده از روش‌های مختلف پرداخته‌اند.

این سیستم ابتدا توسط ایتانی^۲ و گوئل^۳ [۱] مورد ارزیابی قرار گرفت و در سال ۱۹۹۷ به عنوان یکی از سیستم‌های مجاز لرزه‌ای در آیین‌نامه ۳۴۱-۹۷ AISC [۲] معرفی شد. قاب خمشی خرپایی ویژه به دلیل استفاده از خرپا به جای تیر ورق، به عنوان یکی از مناسب‌ترین سیستم‌های باربر جانبی برای سازه‌هایی با دهانه‌های بلند شناخته می‌شود؛ جایی که استفاده از تیر ورق اقتصادی یا امکان‌پذیر نیست. این سیستم به دلیل داشتن ساختاری سبک‌تر نسبت به تیرهای ورق و ارائه مسیرهای ساده‌تر برای عبور تأسیسات، در پروژه‌های صنعتی و ساختمان‌های تجاری با دهانه‌های بلند مورد استقبال قرار گرفته است.

علاوه بر این، استفاده از قاب‌های خمشی فولادی با تیرهای سنگین ممکن است طراحی نامناسبی باشد، زیرا محدودیت‌های اقتصادی، سازه‌ای و معماری را ایجاد می‌کند. نیاز به عبور تأسیسات الکتریکی و مکانیکی از میان اعضای خرپایی یکی از مزایای کلیدی این سیستم است که آن را به انتخابی ایده‌آل در چنین شرایطی تبدیل می‌کند. با افزایش پیچیدگی معماری در پروژه‌های مدرن، استفاده از STMF به عنوان جایگزینی مناسب برای دیگر سیستم‌های سازه‌ای، نظیر قاب‌های خمشی معمولی، توجه بیشتری را به خود جلب کرده است.

باشا^۴ و گوئل [۳] در مطالعه‌ای جامع به بررسی سیستم‌های قاب خمشی خرپایی ویژه با استفاده از پنل‌های ویراندیل^۵ شکل‌پذیر پرداختند. این تحقیق نشان داد که پنل ویراندیل انعطاف‌پذیری و آزادی معماری بیشتری را فراهم کرده و امکان عبور تأسیسات در دهانه‌های بزرگ را بهبود می‌بخشد. این سیستم به عنوان یک فیوز شکل‌پذیر عمل کرده و انرژی لرزه‌ای را از طریق تغییر مکان‌های پلاستیک جذب می‌کند. نتایج آزمایش‌ها حاکی از آن بود که این سیستم دارای حلقه‌های هیستریزیس^۶ کامل و پایدار بوده و رفتار لرزه‌ای بسیار مناسبی را از خود نشان داده است.

همچنین تحقیقات گسترده‌ای برای بهبود عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های STMF انجام شده است. گوئل و ایتانی [۴] به بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های STMF با استفاده از خرپاهای معمولی پرداختند. این مطالعه نشان داد که این سیستم‌ها می‌توانند تغییر شکل‌های پلاستیک را در بخش ویژه^۷ متمرکز کرده و انرژی لرزه‌ای را به طور قابل توجهی جذب کنند. همچنین، استفاده از اعضای ضربدری^۸ برای بهبود پایداری سازه پیشنهاد شد. این تحقیق تأکید کرد که شکل‌پذیری بیشتر در بخش‌های ویژه می‌تواند به کاهش اثرات مخرب زلزله کمک شایانی کند.

باشا و گوئل [۵] به بررسی پنل ویراندیل پرداختند و تأکید کردند که استفاده از این پنل‌ها به دلیل کاهش موانع تأسیسات

^۴.Basha

^۵.Vierendeel

^۶.Hysteresis

^۷.Special segment

^۸.X-braced

^۱.Special truss moment frame

^۲.Itani

^۳.Goel

داخلی و بهبود دسترسی، توجه بسیاری را به خود جلب کرده است. نتایج آزمایش‌های چرخه‌ای^۱ نشان داد که این پنل‌ها عملکرد مناسبی در جذب انرژی و کنترل تغییر مکان‌های غیرالاستیک دارند. همچنین، طراحی این پنل‌ها با تأکید بر کاهش وزن کلی سازه، مزایای اقتصادی بیشتری به همراه داشته است.

چاو^۲ و گوئل [۶] رویکرد طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد^۳ (PBPD) را برای این سیستم پیشنهاد دادند. این روش، نیاز به تحلیل‌های پیچیده پس از طراحی را حذف کرده و با استفاده از اصول طراحی پلاستیک، مکانیزم‌های تسلیم مطلوب را ایجاد می‌کند. نتایج نشان داد که تغییر مکان‌های طبقات در محدوده تغییر مکان‌های هدف باقی مانده و انرژی لرزه‌ای به‌طور یکنواخت در سازه توزیع می‌شود. این تحقیق بر اهمیت توزیع یکنواخت چرخش پلاستیک در ارتفاع سازه تأکید داشت.

در تحقیق سیماساتین^۴ و همکاران [۷]، بر استفاده از قوطی‌های دابل متمرکز بود که با کاهش نسبت عرض به ضخامت، کماتش موضعی^۵ را به تأخیر انداخته و ظرفیت چرخش پلاستیک را افزایش می‌دهند. نتایج آزمایشات چرخه‌ای نشان داد که این مقاطع برای مناطق لرزه‌خیز گزینه‌ای بسیار مناسب هستند. این تحقیق به‌ویژه بر نیاز به بهبود جزئیات جوش و اتصالات تأکید کرد.

کومار^۶ و همکاران [۸]، با استفاده از تحلیل بارافزون^۷ و تحلیل دینامیکی غیرخطی^۸ به بررسی تأثیر نسبت ابعاد بخش ویژه بر روی عملکرد لرزه‌ای سیستم STMF پرداختند. نتایج نشان داد که نسبت ابعاد بر روی تقاضای دورانی تأثیرگذار است و باعث کاهش آن می‌شود؛ درحالی که نسبت ابعاد پایین تقاضای دورانی را در انتهای بخش ویژه افزایش می‌دهد.

جیانسینلاپادامرانگ^۹ و همکاران [۹] مطالعه‌ای بر روی دهانه‌های بلند سیستم‌های STMF انجام دادند. آن‌ها نشان دادند که این سیستم‌ها می‌توانند برای دهانه‌هایی با طول بیش از ۲۷ متر نیز طراحی شوند، بدون اینکه پایداری یا عملکرد لرزه‌ای کاهش یابد. همچنین، روش‌هایی برای اصلاح محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای ارائه شد. این تحقیق نشان داد که استفاده از خرپاهای بلندتر با مقاطع ویژه می‌تواند مزایای عملکردی بیشتری ایجاد کند.

در یکی از جدیدترین مطالعات، سیماساتین و همکاران [۱۱] آزمایشات تمام‌مقیاس بر روی قاب‌های STMF انجام دادند. استفاده از قوطی‌های دابل به‌عنوان اعضای یال^{۱۰} و جان در این آزمایش‌ها، عملکرد لرزه‌ای مناسبی را نشان داد. این تحقیق پیشنهاد کرد که معادلات آیین‌نامه ۱۰-۳۴۱ AISC [۱۰] برای این نوع مقاطع نیاز به اصلاح دارند تا دقت طراحی افزایش یابد. تحلیل‌های چرخه‌ای نشان داد که این نوع مقاطع می‌توانند پایداری بیشتری در برابر بارهای دینامیکی ایجاد کنند.

کومار و ساهو^{۱۱} [۱۲]، به بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی خرپایی ویژه بلندمرتبه با چندین بخش ویژه ویراندیل پرداختند. نتایج تحلیل نشان داد سیستم STMF که دارای بخش‌های ویژه با نسبت ابعاد بزرگ تر و پنل‌های چندگانه ویراندیل هستند، مکانیزم‌های تسلیم مطلوب و معیارهای پذیرش را برآورده می‌کنند.

در این مطالعه به بررسی تأثیر تعداد طبقات بر پارامترهای لرزه‌ای سیستم قاب خمشی خرپایی ویژه می‌پردازد. همچنین، تأثیر استفاده از پنل‌های ویراندیل مرکب که شامل اعضای قائم میانی در بخش ویژه هستند، مورد تحلیل قرار می‌گیرد و در نهایت تغییر مکان جانبی حداکثر طبقات و تغییر مکان پسماند این سیستم تحت زلزله‌های مختلف محاسبه و ارزیابی می‌شود. ابتدا مدل‌سازی و طراحی انجام شده و در نهایت تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی شامل بارافزون و تاریخچه زمانی^{۱۲} نیز بر روی قاب‌ها انجام می‌شود تا حساسیت این پارامترها نسبت به تغییر تعداد

^۱.Cyclic tests

^۲.Chao

^۳.Performance-based plastic design

^۴.Simasathien

^۵.Local buckling

^۶.Kumar

^۷.Pushover

^۸.Nonlinear dynamic analysis

^۹.Jiansinlapadamrong

^{۱۰}.Chord

^{۱۱} Sahoo

^{۱۲}.Time history

طبقات بررسی شود که این نتایج می‌تواند بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها در مناطق با خطر زلزله بالا کمک کند.

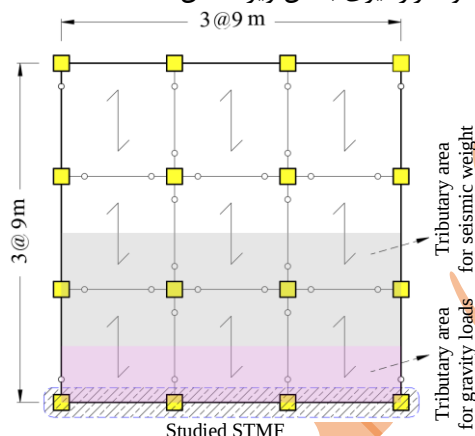
۲- معرفی قاب‌های مورد مطالعه

در این پژوهش، سیستم STMF با استفاده از ۹ قاب طراحی و تحلیل شده است تا رفتار لرزه‌ای این سیستم در ساختمان‌هایی با ارتفاع‌های متفاوت مورد بررسی قرار گیرد. قاب‌ها شامل سازه‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه هستند که برای هر تعداد طبقه، سه نوع تیپ بخش ویژه از نوع ویراندیل در وسط دهانه با یک، دو و سه چشمه در نظر گرفته شده است. علت انتخاب این قاب‌ها این است که تاثیر تعداد طبقات و همچنین تعداد چشمه‌های بخش ویژه بر رفتار لرزه‌ای آن مشاهده و بررسی شود. این ترکیب تعداد طبقات و بخش ویژه، مجموعه‌ای از ۹ قاب را تشکیل می‌دهد. ارتفاع هر طبقه ۴ متر فرض شده است؛ بنابراین، ارتفاع کل قاب‌ها برای ساختمان‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه به ترتیب برابر با ۸، ۲۰ و ۳۲ متر است.

مطابق شکل (۱)، جهت مدلسازی دوبعدی، پلان تمام قاب‌ها منظم به ابعاد ۲۷ متر در ۲۷ متر است که در هر راستای طولی و عرضی، دارای سه دهانه ۹ متری است. این چیدمان متقارن موجب توزیع مناسب بارهای ثقلی و جانبی شده و به پایداری سازه در برابر نیروهای لرزه‌ای کمک می‌کند. همانطور که در شکل (۲) نشان داده شده است، طول بخش ویژه برای قاب‌های یک، دو و سه چشمه‌ای به ترتیب ۱.۵، ۳ و ۴.۵ متر است و ارتفاع خرپا برای تمامی قاب‌ها برابر با ۱ متر فرض شده است. طراحی این بخش ویژه به گونه‌ای است که بتواند تغییرشکل‌های غیرالاستیک را تحمل کرده و انرژی لرزه‌ای را به صورت کارآمد مستهلک کند.

مدلسازی قاب‌ها در نرم‌افزار ETABS انجام شده است و برای ساده‌سازی تحلیل‌ها، قاب‌ها به صورت دوبعدی طراحی شده‌اند. تحلیل‌های غیرخطی شامل بارافزون و تاریخچه زمانی با استفاده از نرم‌افزار OpenSees انجام شده است. این تحلیل‌ها به منظور بررسی رفتار غیرخطی سازه و پاسخ لرزه‌ای آن انجام شده‌اند. بارهای مرده و زنده مطابق آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های فولادی به تیرهای طبقات به صورت یکنواخت اعمال شده است. بارهای جانبی نیز با توجه به سطح بارگیر دهانه‌ها محاسبه و به صورت متمرکز به

ستون‌های متکی در قاب دوبعدی اعمال شده‌اند. این روش بارگذاری به تحلیل دقیق رفتار سازه‌ها در برابر نیروهای جانبی کمک می‌کند و امکان بررسی اثرات مختلف بارهای لرزه‌ای بر هر قاب را فراهم می‌سازد. برای این منظور؛ بارهای ثقلی شامل بار مرده، زنده و پارتیشن‌ها به ترتیب ۴، ۲ و ۱ کیلونیوتن بر مترمربع و بار دیوارهای پیرامونی ۶ کیلونیوتن بر متر در نظر گرفته شده است. نامگذاری قاب‌ها جهت ارجاع دقیق به آن‌ها و مقایسه نتایج تحلیل، از یک سیستم نام‌گذاری ساده استفاده شده است. قاب‌ها به صورت STMF X - Y نام‌گذاری شده‌اند که در آن X نشان‌دهنده تعداد طبقات و Y بیانگر تعداد چشمه‌های بخش ویژه است. به عنوان مثال، STMF۲-۱ به سازه‌ای با دو طبقه و بخش ویژه ویراندیل یک چشمه‌ای اشاره دارد. این نام‌گذاری ساده، ارجاع‌دهی و تحلیل نتایج را تسهیل می‌کند. در شکل (۳)، نمای هندسی قاب‌ها و نحوه قرارگیری بخش ویژه نشان داده شده است.



شکل ۱: پلان قاب‌ها

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

که در آن C_u برای سازه‌های فولادی برابر ۱.۴ و h ارتفاع سازه به متر است.

همچنین نیروی برش پایه طراحی (V_d) بر اساس رابطه (۲) محاسبه می‌شود:

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

که در آن C_s و W به ترتیب بیانگر ضریب زلزله و وزن موثر لرزه‌ای سازه هستند.

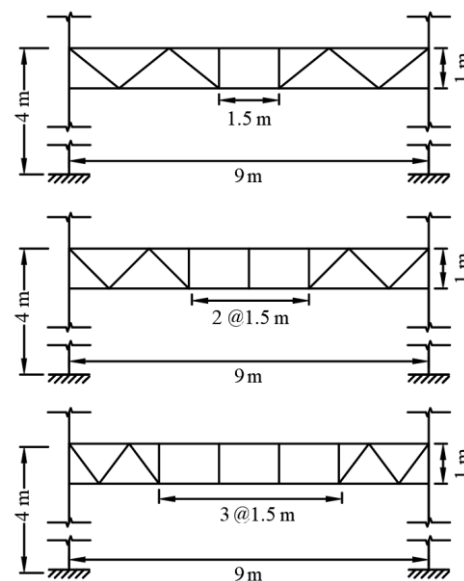
جهت طراحی قاب‌های STMF، پارامترهای لرزه‌ای آن مطابق آیین‌نامه ۷-۲۲ ASCE در جدول (۱) آورده شده است.

همچنین جدول (۲) نتایج مربوط به دوره تناوب اصلی، برش پایه طراحی و ضرایب زلزله سازه‌های مورد مطالعه را خلاصه می‌کند.

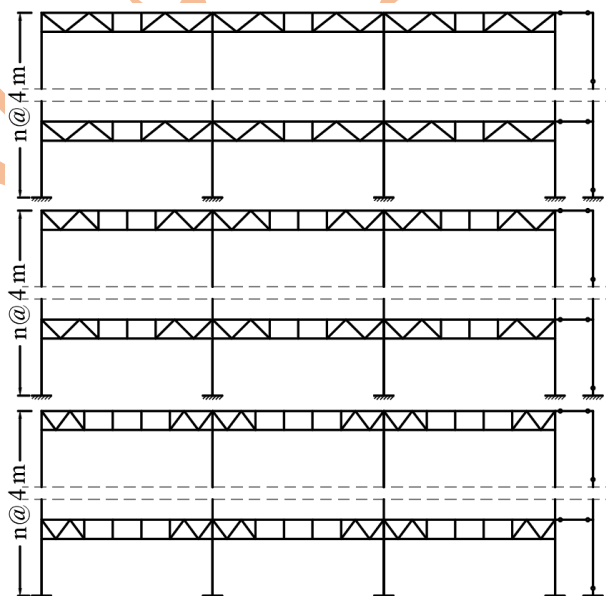
جدول ۱: پارامترهای لرزه‌ای طراحی مطابق با ASCE ۷-۲۲

Parameters	Value	Description
S_S	۱.۵ g	Mapped MCE_R short period spectral acc.
S_1	۰.۶ g	Mapped MCE_R one-second spectral acc.
SC	D	Site class
F_a	۱.۰	Short period site coefficient
F_v	۱.۵	Long period site coefficient
$S_{MS} = F_a S_S$	۱.۵ g	MCE_R spectral acc. at short periods
$S_{M1} = F_v S_1$	۰.۹ g	MCE_R spectral acc. at ۱-s period
$S_{DS} = 2/3 S_{MS}$	۱.۰ g	Design spectral acc. at short periods
$S_{D1} = 2/3 S_{M1}$	۰.۶ g	Design spectral acc. at ۱-s period
SDC	D	Seismic design category
I	۱.۰	Occupancy importance factor
R	۷.۰	Response modification factor
Ω	۳.۰	Over-strength factor
C_d	۵.۵	Deflection amplification factor

طراحی سیستم STMF و قاب‌های مورد مطالعه باید بر اساس آیین‌نامه‌های ۲۲-۳۴۱ AISC [۱۴] و ۲۲-۳۶۰ AISC [۱۵] انجام شود، به‌طوری‌که عملکرد بخش ویژه خرابا در برابر بارهای جانبی لرزه‌ای اهمیت زیادی دارد. مطابق شکل (۴)، بخش ویژه خرابا باید توانایی تحمل تغییر مکان‌های غیرالاستیک را داشته باشد، در حالی



شکل ۲: نمایی از هندسه قاب‌ها



شکل ۳: نمای قاب‌های مورد مطالعه

۳- طراحی قاب‌های مورد مطالعه

بارگذاری لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه STMF بر اساس آیین‌نامه ۷-۲۲ ASCE [۱۳] انجام شده است.

دوره تناوب اصلی^۱ سازه (T) بر اساس رابطه (۱) محاسبه می‌شود:

^۱ Fundamental period

این نوع تحلیل، زلزله افقی وارد شده به سازه، ناشی از ظرفیت برشی مورد انتظار بخش ویژه خرپا در وسط این بخش است که باعث می‌شود اعضای خارج از بخش ویژه به این ظرفیت برشی محدود شوند. این نوع طراحی منجر به این می‌شود که انرژی لرزه‌ای توسط بخش ویژه جذب شود و بخش‌های خارج از این قسمت در محدوده تغییر مکان‌های الاستیک باقی بمانند.

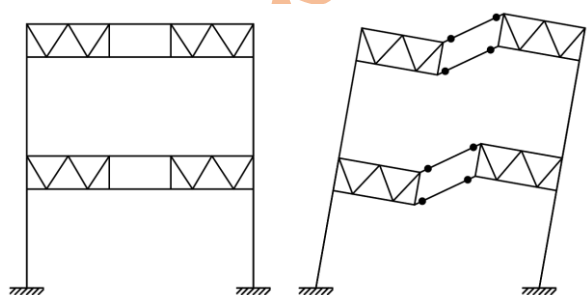
جدول ۲: پارامترهای لرزه‌ای جهت طراحی قاب‌های مورد مطالعه

Frames	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
Cs	۰,۱۴۲۹	۰,۱۴۲۹	۰,۱۴۲۹	۰,۰۷۷	۰,۰۷۷	۰,۰۷۷	۰,۰۵۲۹	۰,۰۵۲۹	۰,۰۵۲۹
Vd (kN)	۶۰۷	۶۰۱	۶۰۰	۸۴۴	۸۳۳	۸۳۲	۹۳۸	۹۳۰	۹۳۳

پیکربندی^۱ بخش ویژه خرپا، باید فقط از نوع ویراندیل یا ضربدری باشد و استفاده از پیکربندی‌های ترکیبی و یا سایر پیکربندی‌ها مجاز نیست.

علاوه بر این، محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای دیگری هم باید در طراحی این سیستم رعایت شود، از جمله اینکه طول دهانه خرپا نباید از ۲۰ متر تجاوز کند و ارتفاع خرپا نیز باید کمتر از ۱.۸ متر

باشد. همچنین، طول بخش ویژه باید بین ۰.۱ تا ۰.۵ برابر طول دهانه خرپا باشد. نسبت طول به ارتفاع چشمه‌ها نباید از ۱.۵ بیشتر و از ۰.۶۷ کمتر باشد. این محدودیت‌ها به منظور حفظ پایداری و کاهش تغییر مکان‌های جانبی در طراحی این نوع سیستم‌ها اعمال شده است.



شکل ۴: تسلیم بخش ویژه و رفتار ارتجاعی سایر اعضا در سیستم STMF

که سایر اعضای خارج از این بخش، باید در محدوده الاستیک باقی بمانند. این ویژگی به پایداری کلی سازه در زلزله کمک می‌کند.

طبق الزامات آیین‌نامه‌ای، اعضای بخش ویژه باید بر اساس ترکیب بارهای ثقلی و زلزله جانبی طراحی شوند و همچنین اعضای خارج این بخش شامل تیرها، ستون‌ها و اعضای خرابایی، باید بر اساس ترکیب بارهای ثقلی و زلزله جانبی محدود به ظرفیت برشی مورد انتظار بخش ویژه خرپا تحلیل و طراحی شوند (تحلیل E_{cl}). در

در صورتی که تحلیل E_{cl} به درستی انجام شود، با تحمل تغییر مکان‌های غیرالاستیک توسط بخش ویژه، انتظار می‌رود که مفاصل پلاستیک عمدتاً در یال‌های بخش ویژه و پای ستون‌های طبقه اول تشکیل شوند و زودتر از سایر اعضا پلاستیک شوند. طی تحقیقات اخیر، چاو و گوئل [۱۶] روابطی را برای مقاومت برشی مورد انتظار توسعه و بهبود دادند و این تحقیقات منجر به ارائه و استفاده آن در بیشتر آیین‌نامه‌های طراحی گردید. به این ترتیب ظرفیت برشی مورد انتظار بخش ویژه خرپا، با استفاده از رابطه (۳) محاسبه می‌شود:

(۳)

$$V_{ne} = \frac{3.6 R_y M_{nc}}{L_s} + 0.036 EI \frac{L}{L_s^2} + R_y (P_{nt} + 0.3 P_{nc}) \sin \alpha$$

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.

^۱. Configuration

شده در جدول (۳) آورده شده که عناوین نامگذاری شده مقاطع در شکل (۵) مشخص شده است. همچنین مطابق شکل (۶)، در برخی از قسمت‌ها، جهت تقویت مقاومت محوری یال‌ها، از ورق‌های تقویتی استفاده شده است. همچنین مصالح مصرفی این قاب‌ها از نوع فولاد St۳۷ با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال می‌باشد.

در طراحی اعضای این سیستم سازه‌ای، مقاطع یال‌ها و عضوهای قائم در بخش ویژه خرپا و همچنین ستون‌ها باید از نوع فشرده لرزه‌ای باشند و محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت در آن‌ها رعایت شود. استفاده از ستون‌هایی با مقطع متشکل از چند نیم‌رخ بست‌دار نیز مجاز نیست.

در طراحی این قاب‌ها، برای ستون‌ها از مقاطع باکس و سایر اعضای خرپایی از ناودانی دابل استفاده شده است. مقاطع طراحی

جدول ۳: مقاطع نهایی طراحی شده در قاب‌های مورد مطالعه

Frames	Story	Columns	End spans						Middle spans					
			۱	۲	۳	۴	۵	۶	۱	۲	۳	۴	۵	۶
STMF۲-۱	۱	۴۰۰×۲۵	۲U۲۶۰	۲U۲۶۰.PL	۲U۱۶۰	۲U۱۴۰	۲U۲۲۰	-	۲U۲۲۰	۲U۲۲۰.PL	۲U۱۲۰	۲U۱۲۰	۲U۱۸۰	-
	۲	۴۰۰×۲۵	۲U۲۲۰	۲U۲۲۰.PL	۲U۱۲۰	۲U۱۲۰	۲U۱۸۰	-	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰.PL	۲U۱۰۰	۲U۸۰	۲U۱۲۰	-
STMF۲-۲	۱	۳۵۰×۲۲	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۱۰۰	۲U۱۶۰	۲U۲۰۰	۲U۱۴۰	۲U۱۶۰	۲U۱۶۰	۲U۸۰	۲U۱۴۰	۲U۱۸۰	۲U۱۲۰
	۲	۳۵۰×۲۲	۲U۱۶۰	۲U۱۶۰	۲U۸۰	۲U۱۴۰	۲U۱۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰	۲U۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۶۰	۲U۱۰۰
STMF۲-۳	۱	۳۰۰×۲۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۱۰۰	۲U۱۶۰	۲U۲۰۰	۲U۱۸۰	۲U۱۶۰	۲U۱۶۰	۲U۱۰۰	۲U۱۶۰	۲U۱۸۰	۲U۱۶
	۲	۳۰۰×۲۰	۲U۱۶۰	۲U۱۶۰	۲U۸۰	۲U۱۴۰	۲U۱۶۰	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰	۲U۸۰	۲U۱۴۰	۲U۱۶۰	۲U۱۴۰
STMF۵-۱	۱~۳	۴۵۰×۳۰	۲U۳۰۰	۲U۳۰۰.PL	۲U۲۰۰	۲U۱۶۰	۲U۲۶۰	-	۲U۲۲۰	۲U۲۲۰.PL	۲U۱۲۰	۲U۱۲۰	۲U۱۸۰	-
	۴	۴۰۰×۲۵	۲U۲۴۰	۲U۲۴۰.PL	۲U۱۶۰	۲U۱۴۰	۲U۲۲۰	-	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰.PL	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۲U۱۴۰	-
	۵	۴۰۰×۲۰	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰.PL	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۲U۱۴۰	-	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰.PL	۲U۸۰	۲U۸۰	۲U۱۲۰	-
STMF۵-۲	۱~۳	۳۵۰×۲۵	۲U۲۰۰	۲U۲۰۰	۲U۱۰۰	۲U۱۸۰	۲U۲۲۰	۲U۱۸۰	۲U۱۶۰	۲U۱۶۰	۲U۸۰	۲U۱۴۰	۲U۱۸۰	۲U۱۴۰
	۴	۳۵۰×۲۵	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۸۰	۲U۱۶۰	۲U۲۰۰	۲U۱۴۰	۲U۱۶۰	۲U۱۶۰	۲U۸۰	۲U۱۴۰	۲U۱۸۰	۲U۱۲۰
	۵	۳۵۰×۲۵	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰	۲U۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۶۰	۲U۱۰۰	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰	۲U۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۶۰	۲U۱۰۰
STMF۵-۳	۱~۳	۳۵۰×۲۵	۲U۲۰۰	۲U۲۰۰	۲U۱۰۰	۲U۲۰۰	۲U۲۲۰	۲U۲۰۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۸۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰
	۴	۳۰۰×۲۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۸۰	۲U۱۸۰	۲U۲۰۰	۲U۱۸۰	۲U۱۶۰	۲U۱۶۰	۲U۸۰	۲U۱۶۰	۲U۱۸۰	۲U۱۶۰
	۵	۳۰۰×۲۰	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰	۲U۸۰	۲U۱۴۰	۲U۱۶۰	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰	۲U۸۰	۲U۱۴۰	۲U۱۶۰	۲U۱۴۰
STMF۸-۱	۱~۵	۵۰۰×۳۰	۲U۳۰۰	۲U۳۰۰.PL	۲U۲۰۰	۲U۱۶۰	۲U۲۶۰	-	۲U۲۰۰	۲U۲۰۰.PL	۲U۱۲۰	۲U۱۲۰	۲U۲۰۰	-
	۶	۴۵۰×۳۰	۲U۲۴۰	۲U۲۴۰.PL	۲U۱۶۰	۲U۱۴۰	۲U۲۴۰	-	۲U۲۰۰	۲U۲۰۰.PL	۲U۱۲۰	۲U۱۲۰	۲U۲۰۰	-
	۷	۴۰۰×۲۵	۲U۲۰۰	۲U۲۰۰.PL	۲U۱۲۰	۲U۱۲۰	۲U۲۰۰	-	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰.PL	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۲U۱۶۰	-
	۸	۴۰۰×۲۵	۲U۱۲۰	۲U۱۲۰.PL	۲U۸۰	۲U۸۰	۲U۱۲۰	-	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰.PL	۲U۱۰۰	۲U۱۰۰	۲U۱۶۰	-
STMF۸-۲	۱~۵	۴۵۰×۳۰	۲U۲۴۰	۲U۲۴۰	۲U۱۲۰	۲U۲۴۰	۲U۲۶۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۸۰	۲U۲۰۰	۲U۱۶۰
	۶	۴۰۰×۲۵	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۸۰	۲U۲۰۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۸۰	۲U۲۰۰	۲U۱۴۰
	۷	۴۰۰×۲۵	۲U۱۶۰	۲U۱۶۰	۲U۱۰۰	۲U۱۶۰	۲U۱۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۶۰	۲U۱۶۰	۲U۱۰۰	۲U۱۶۰	۲U۱۸۰	۲U۱۲۰
	۸	۴۰۰×۲۵	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰	۲U۸۰	۲U۱۴۰	۲U۱۶۰	۲U۱۰۰	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰	۲U۸۰	۲U۱۴۰	۲U۱۶۰	۲U۱۰۰
STMF۸-۳	۱~۵	۵۰۰×۳۰	۲U۲۰۰	۲U۲۰۰	۲U۱۲۰	۲U۲۰۰	۲U۲۰۰	۲U۲۰۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۲۰۰
	۶	۴۵۰×۳۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۱۲۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰	۲U۱۸۰
	۷	۴۵۰×۳۰	۲U۱۶۰	۲U۱۶۰	۲U۱۰۰	۲U۱۶۰	۲U۱۶۰	۲U۱۶۰	۲U۱۶۰	۲U۱۶۰	۲U۱۰۰	۲U۱۶۰	۲U۱۶۰	۲U۱۶۰
	۸	۴۵۰×۳۰	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰	۲U۸۰	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰	۲U۸۰	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰	۲U۱۴۰

* برای مقاطع ستون‌ها از باکس‌های مربعی و سایر اعضا از ناودانی دابل استفاده شده است.

* مقاطع ناودانی دابل به اختصار با ۲U نمایش داده شده‌اند. همچنین مقاطع تقویت شده، با حرف PL مشخص شده که از ورق‌های با ضخامت ۶ میلیمتر استفاده شده‌اند

در این بخش، نمودار بارافزون مدل مقاله جیانسینلاپادامرانگ و همکاران [۹] و مدل عددی مقاله حاضر در شکل (۷) صحت‌سنجی شده است. مدل‌های صحت‌سنجی شده مقاله مرجع در این بخش، قاب‌های ۱-STMF و ۳-STMF هستند که دارای یک طبقه با ارتفاع کل ۹.۱۴ متر است. ارتفاع خرابی این قاب ۳.۰۵ بوده و طول دهانه و طول بخش ویژه به ترتیب ۲۷.۴ و ۹.۱ متر در نظر گرفته شده است. تفاوت دو مدل در تعداد چشمه‌های بخش ویژه از نوع ویراندیل آن است.

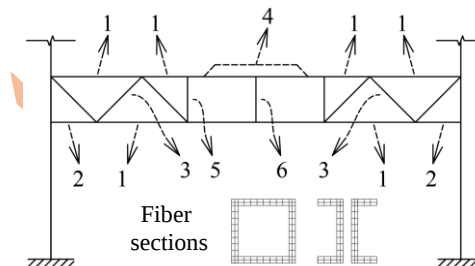
مقاطع استفاده‌شده برای ستون‌ها از نوع W و برای سایر اعضا ناودانی دابل هستند. مصالح استفاده‌شده از نوع فولاد ASTM۵۷۲ و Gr۵۰ با تنش تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال است. همچنین مقادیر مدول یانگ و نسبت پواسون برای این مصالح به ترتیب 2×10^5 و ۰.۳ است.

بر اساس نتایج، مدل‌های مقاله حاضر توانسته‌اند رفتار لرزه‌ای مشابهی با مدل‌های مرجع نشان دهند. مطابق جدول (۶)، اختلافات جزئی مشاهده شده ناشی از تفاوت در جزئیات مدل‌سازی و شرایط فرضی بوده و نتایج به‌دست‌آمده تطابق قابل قبولی با داده‌های مرجع دارند. این صحت‌سنجی اعتبار قاب‌های استفاده‌شده در این تحقیق را تأیید و مبنای مناسبی برای تحلیل‌های بیشتر را فراهم می‌کند.

جدول ۶: پارامترهای مقایسه‌شده قاب‌های مقاله مرجع و مقاله حاضر

Frames	Period (s)	V_{max} (kN)
(STMF-۱) Ref. Study	۰.۴۲۸	۳۱۵۰
(STMF-۱) Current Study	۰.۴۴	۲۹۰۹.۴۸
Difference	۲.۷٪	۸.۲٪
(STMF-۳) Ref. Study	۰.۱۷۹	۸۷۵۰
(STMF-۳) Current Study	۰.۱۸	۸۶۹۸.۱۳
Difference	۰.۶٪	۰.۶٪

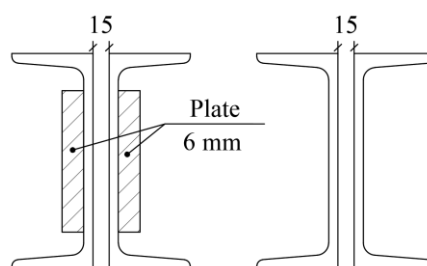
در جدول (۵) مقدار آهن مصرفی قاب‌های طراحی شده، آورده شده است که نشان می‌دهد افزایش تعداد چشمه‌ها در بخش ویژه منجر به کاهش مقدار آهن مصرفی شده است. علت این اتفاق این است که با افزایش طول بخش ویژه، مقدار برش موردانتظار بخش ویژه برای طراحی اعضای خارج این بخش کاهش یافته و منجر به کوچکتر شدن مقاطع خارج بخش ویژه می‌شود.



شکل ۵: نامگذاری اعضای قاب‌ها

جدول ۵: آهن مصرفی قاب‌های طراحی شده STMF

Frames	Mass (ton)
STMF۲-۱	۱۷,۷۴
STMF۲-۲	۱۲,۸۴
STMF۲-۳	۱۱,۶۲
STMF۵-۱	۵۱,۹۹
STMF۵-۲	۳۵,۶۸
STMF۵-۳	۳۴,۶۶
STMF۸-۱	۸۹,۴۰
STMF۸-۲	۷۳,۶۰
STMF۸-۳	۸۱,۵۵



شکل ۶: مقاطع تقویت شده ناودانی دابل با ورق جان

بام (δ_u) به تغییر مکان تسلیم 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) محاسبه می‌شود:

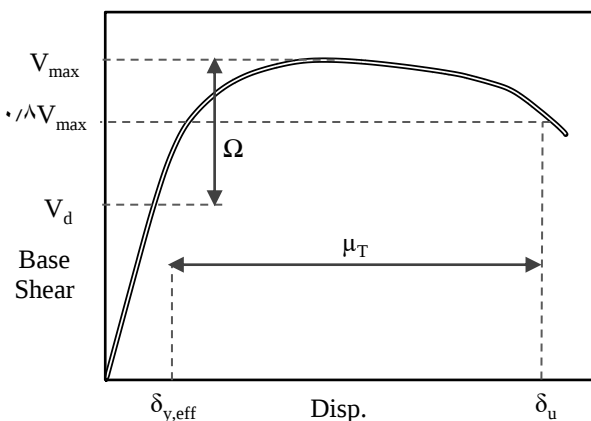
$$\delta_{y,eff} = C_r \frac{V_{max}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] (\max(T, T_1))^r \quad (4)$$

که در آن W وزن لرزه‌ای سازه، g شتاب گرانش، T دوره تناوب بدست‌آمده بر اساس آیین‌نامه ASCE 7 و T_1 دوره تناوب تحلیلی بدست‌آمده از تحلیل مودال است.

C_0 ضریب مود اول است که از رابطه (۵) محاسبه می‌شود:

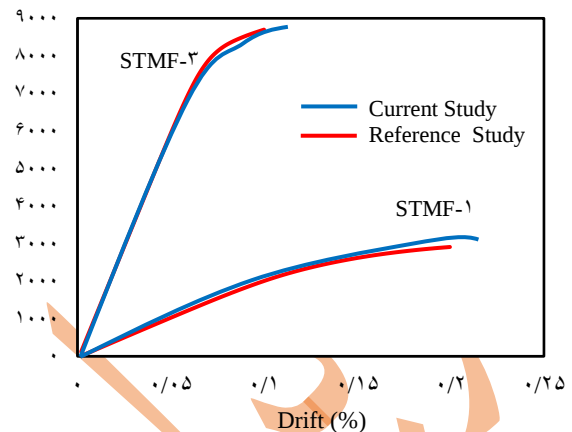
$$C_r = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{1,i}^2}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{1,i}^2} \quad (5)$$

در این رابطه m_i جرم مؤثر لرزه‌ای طبقه i ، $\phi_{1,i}$ شکل مودی اول طبقه i ، $\phi_{1,r}$ شکل مودی اول بام و N تعداد طبقات است.



شکل ۸: منحنی ایده‌آل شده بارافزون مطابق FEMA P695

این تحلیل به ارزیابی ظرفیت باربری، شکل‌پذیری و عملکرد کلی سیستم قاب خمشی ویژه کمک می‌کند و امکان بررسی دقیق رفتار لرزه‌ای سازه را فراهم می‌آورد. نتایج تحلیل بارافزون شامل منحنی‌های واقعی بارافزون و همچنین مقایسه بین پارامترهای لرزه‌ای در شکل (۹) تا (۱۴) نشان داده شده‌است. ضرایب لرزه‌ای Ω و μ_T با استفاده از روابط ارائه‌شده استخراج شدند و نتایج آن در جدول (۷) آورده شده است.

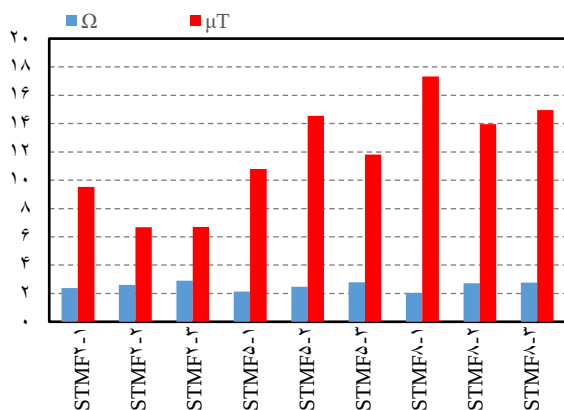


شکل ۷: منحنی بارافزون قاب‌های مقاله مرجع [۹] و مقاله حاضر

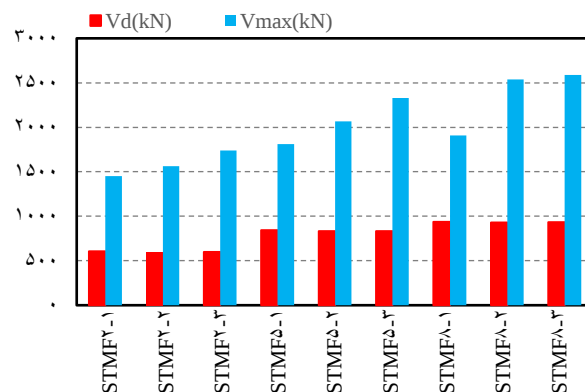
۵- تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون)

تحلیل بارافزون یکی از ابزارهای کلیدی برای بررسی رفتار غیرخطی سازه‌ها تحت بارهای جانبی نظیر زلزله محسوب می‌شود. در این روش، بارهای جانبی لرزه‌ای به تدریج بر سازه اعمال می‌شوند و منحنی برش پایه-تغییر مکان (بارافزون) به دست می‌آید. این منحنی رفتار سازه را از ناحیه الاستیک تا ناحیه غیرالاستیک نشان می‌دهد و اطلاعاتی در خصوص نقطه تسلیم و ظرفیت تغییر مکان سازه فراهم می‌کند. از این تحلیل به‌ویژه در طراحی‌های مقاومتی ظرفیتی بهره گرفته می‌شود تا عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها به صورت دقیق‌تری ارزیابی گردد.

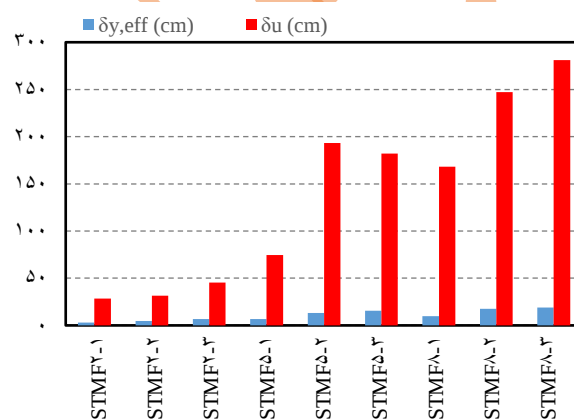
تحلیل استاتیکی غیرخطی بر روی تمامی قاب‌های سازه‌ای برای محاسبه ضرایب اضافه مقاومت (Ω) و شکل‌پذیری مبتنی بر دوره تناوب (μ_T) انجام شده است. این تحلیل‌ها بر اساس روش‌شناسی FEMA P695 [۱۷] و با استفاده از الگوی بار جانبی متناسب با مود اول سازه انجام گرفت. پیش از اعمال بارهای جانبی، سازه تحت ترکیب بار ثقلی شامل $1.05D$ و $0.25L$ قرار گرفت، که در آن D و L به ترتیب بارهای مرده و زنده هستند. منحنی ایده‌آل شده غیرخطی بارافزون سازه به صورت شماتیک 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



شکل ۱۱: مقایسه ضریب اضافه مقاوت و شکل پذیری قاب‌های مورد مطالعه



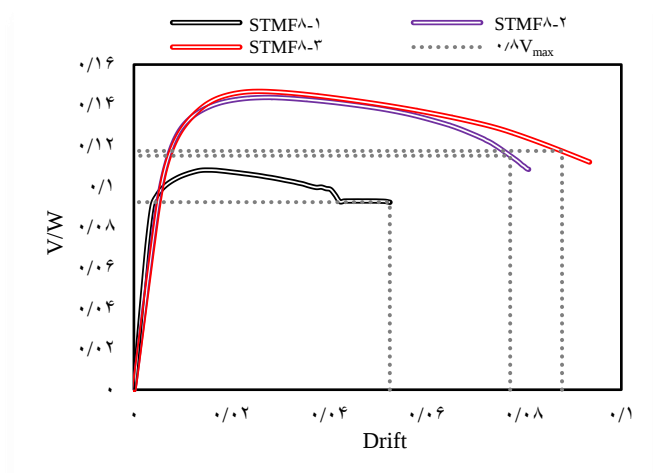
شکل ۹: مقایسه برش پایه حداکثر و طراحی قاب‌های مورد مطالعه



شکل ۱۰: مقایسه تغییر مکان نهایی و تسلیم قاب‌های مورد مطالعه

جدول ۷: نتایج بدست آمده از تحلیل پارافزون قاب‌های مورد مطالعه

Frames	STMF2-1	STMF2-2	STMF2-3	STMF5-1	STMF5-2	STMF5-3	STMF8-1	STMF8-2	STMF8-3
V_d (kN)	۶۰۷	۶۰۱	۶۰۰	۸۴۴	۸۳۳	۸۳۲	۹۳۸	۹۳۰	۹۳۳
V_{max} (kN)	۱۴۵۰.۵۱	۱۵۶۴.۴۱	۱۷۳۸.۵۱	۱۸۰۹.۷۴	۲۰۶۶.۳۰	۲۳۲۸.۳۰	۱۹۰۶.۵۰	۲۵۳۶.۸۰	۲۵۸۹.۵۰
$\delta_{y,eff}$ (cm)	۳.۰	۴.۷	۶.۸	۶.۹	۱۳.۳	۱۵.۴	۹.۷	۱۷.۷	۱۸.۸
δ_u (cm)	۲۸.۶	۳۱.۵	۴۵.۵	۷۴.۵	۱۹۳.۳	۱۸۲.۰	۱۶۸.۰	۲۴۷.۰	۲۸۱.۰
Ω	۲.۴	۲.۶	۲.۹	۲.۱	۲.۵	۲.۸	۲.۰	۲.۷	۲.۸
μT	۹.۵	۶.۷	۶.۷	۱۰.۸	۱۴.۵	۱۱.۸	۱۷.۳	۱۴.۰	۱۴.۹

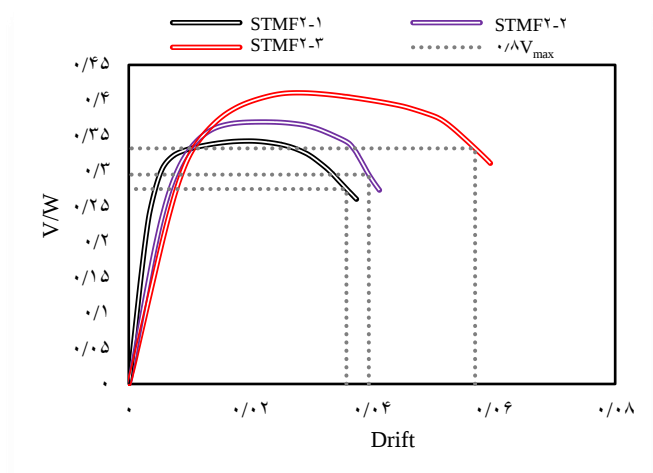


شکل ۱۴: منحنی‌های بارافزون قاب‌های هشت طبقه

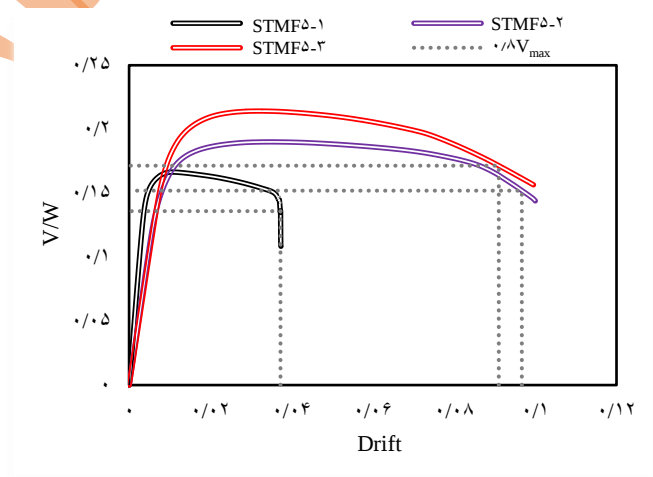
مقایسه نتایج نشان می‌دهد که برش پایه حداکثر با افزایش تعداد طبقات افزایش یافته و مقدار آن به‌طور قابل‌توجهی بیشتر از برش طراحی است، که نشان‌دهنده کنترل طراحی بر اساس آیین‌نامه است. همچنین، تغییر مکان نهایی قاب‌ها نسبت به تغییر مکان تسلیم بیشتر بوده و با افزایش تعداد طبقات رشد می‌کند، که بیانگر انعطاف‌پذیری مناسب سازه‌ها در برابر زلزله است. ضریب اضافه مقاومت در محدوده پیشنهادی آیین‌نامه قرار دارد و شکل‌پذیری در قاب‌های بلند افزایش یافته، که حاکی از ظرفیت جذب انرژی مطلوب سازه‌هاست. همچنین، ضریب اضافه مقاومت در قاب‌های با چشمه‌های بیشتر، افزایش یافته و به مقدار آیین‌نامه نزدیک‌تر شده که نشان‌دهنده بهبود عملکرد لرزه‌ای آن‌هاست.

به دلیل استفاده از روش مدل‌سازی فایبر برای مقاطع در OpenSees، رفتار سازه‌ها با دقت بیشتری شبیه‌سازی شده و تأثیرات غیرخطی مصالح به‌طور کامل در تحلیل‌ها لحاظ شده است. از آنجایی که در این روش وقوع زوال رفتاری با تأخیر اتفاق می‌افتد و منحنی بارافزون در تغییر مکان‌های جانبی زیاد نزولی می‌شود، باعث افزایش شکل‌پذیری سازه‌ها شده است. در نتیجه، قاب‌ها مقادیر بالایی از ظرفیت جذب انرژی را به نمایش بگذارند. این مقادیر ضریب شکل‌پذیری برای تمامی قاب‌ها است که بیانگر شکل‌پذیری زیاد سازه در ارتفاع‌های بیشتر است.

ضریب اضافه مقاومت به‌دست‌آمده برای قاب‌های مورد مطالعه مقادیر نزدیکی به یکدیگر را نشان می‌دهد که میانگین آن‌ها برابر با



شکل ۱۲: منحنی‌های بارافزون قاب‌های دو طبقه



شکل ۱۳: منحنی‌های بارافزون قاب‌های پنج طبقه

۲.۵ است. این مقدار به مقدار ارائه شده در آیین نامه ۷ ASCE، نزدیک است.

۶- تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی

در این مطالعه، تحلیل های تاریخچه زمانی بر اساس ضوابط آیین نامه ۷-۲۲ ASCE انجام شده است. این تحلیل ها با هدف بررسی حداکثر تغییر مکان طبقات^۱ و تغییر مکان پسماند^۲ انجام شده و نتایج حاصل با مقادیر مجاز آیین نامه ای مقایسه شده اند.

مطابق آیین نامه ۷-۲۲ ASCE، مجموعه ای شامل حداقل ۱۱ جفت شتاب نگاشت حوزه دور FEMA مطابق جدول (۸) که دارای دو مولفه افقی هستند، به سازه ها اعمال شده است (در مجموع ۲۲ شتاب نگاشت). این شتاب نگاشت ها باید به گونه ای انتخاب شوند که مشخصات منبع زلزله با طیف هدف سازه تطابق داشته باشند. به همین منظور شتاب نگاشت ها با طیف هدف دارای احتمال فراگذشت ۲ درصد در بازه ۵۰ ساله، مقیاس شدند. این مقیاس سازی با بهره گیری از روش مقیاس سازی دامنه ای انجام گرفته و بازه تناوبی از ۰.۲ تا ۱.۵ برابر دوره تناوب را پوشش می دهد؛ به طوری که مقدار ۲T بیانگر دوره تناوبی است که در آن دست کم ۹۰ درصد از جرم انتقالی سازه در ارتعاشات مشارکت دارد.

جدول ۸: جزئیات شتاب نگاشت های اعمالی

Earthquake	Station
Northridge	Beverly Hills
Northridge	Canyon Country
Duzce	Bolu
Imperial Valley	Delta
Imperial Valley	El Centro Array
Kobe	Nishi-Akashi
Kobe	Shin-Osaka
Kocaeli	Duzce
Kocaeli	Arcelik
Landers	Yermo Fire Station
Landers	Coolwater

مقدار تغییر مکان های جانبی باید به این صورت باشد که مقدار متوسط تغییر مکان طبقات حاصل از شتاب نگاشت ها، کمتر از دو برابر مقدار مجاز ۲ درصد باشد. همچنین حداکثر تغییر مکان

^۱Maximum story drift

^۲Residual drift

طبقات، کمتر از ۱.۵ برابر مقدار مجاز متوسط تغییر مکان طبقات باشد. به عبارت دیگر مقدار متوسط تغییر مکان طبقات و حداکثر تغییر مکان طبقات به ترتیب کمتر از ۴ و ۶ درصد باشد.

برای سازه های بلندتر از ۷۳ متر تغییر مکان پسماند طبقات باید کمتر از ۱.۵ درصد و میانگین تغییر مکان پسماند حاصل از شتاب نگاشت ها کمتر از ۱ درصد باشد.

مطابق شکل (۱۵) تا (۳۲)، مقادیر تغییر مکان طبقات و تغییر مکان پسماند برای قاب ها استخراج و با مقادیر مجاز آیین نامه ای مقایسه شدند. نتایج نشان داد که قاب ها در محدوده مجاز بوده و عدم پذیرشی مشاهده نشد و معیارهای ۷-۲۲ ASCE را برآورده می کنند. در واقع قاب های با بخش ویژه چند چشمه ای، شکل پذیری بیشتری داشته و حدود ۳۰ تا ۴۰ درصد تغییر مکان بیشتری نسبت به قاب های تک چشمه ای از خود نشان دادند.

۷- نتیجه گیری

در این مقاله، با مدل سازی و طراحی قاب های STMF بخش ویژه ویران دیل در ETABS و انجام تحلیل های غیر خطی تاریخچه زمانی و بارافزون در OpenSees، نتایج زیر حاصل شد:

۱- به دلیل استفاده از روش مدل سازی فایبر در OpenSees، رفتار غیر خطی مصالح به بهترین شکل شبیه سازی شده، اما تاخیر در وقوع زوال رفتاری، شکل پذیری و جذب انرژی بالای سازه ها را نشان می دهد.

۲- ضرایب اضافه مقاومت بدست آمده برای قاب ها مورد مقایسه با آیین نامه ۷ ASCE قرار گرفتند. میانگین این مقادیر ۲.۵ محاسبه شد که به مقدار ۳ پیشنهادی آیین نامه نزدیک است.

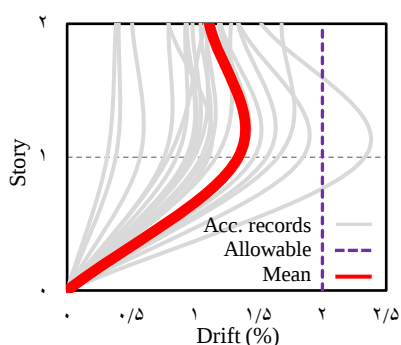
۳- در تحلیل تاریخچه زمانی، تغییر مکان طبقات و تغییر مکان پسماند مورد بررسی قرار گرفت. قاب ها عملکرد لرزه ای خوبی نشان دادند و عدم پذیرشی در رفتار لرزه ای در قاب ها دیده نشد. میانگین تغییر مکان طبقات کمتر از ۲ درصد و میانگین تغییر مکان پسماند حدود ۰.۱۵ درصد بوده که در محدوده مجاز آیین نامه است.

۴- در بخش طراحی، افزایش تعداد چشمه ها در بخش ویژه منجر به کاهش آهن مصرفی شد. نتایج طراحی شان داد در قاب های با بخش ویژه دو و سه چشمه ای نسبت به تک چشمه ای، مقدار آهن مصرفی حدود ۳۰ درصد کاهش یافته است. این موضوع به دلیل این است که افزایش طول بخش ویژه باعث کاهش مقاومت برشی

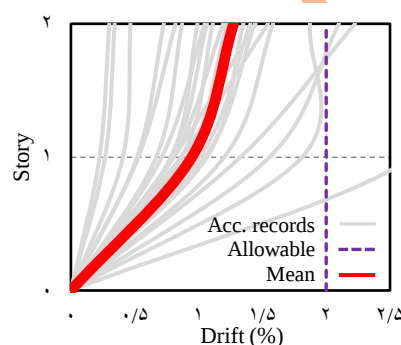
موردانتظار برای اعضای خارج بخش ویژه شده و مقاطع خارج بخش سبکتر انتخاب شدند.

۵- با توجه به اینکه هر چه طول بخش ویژه کمتر باشد، مقاطع سنگین‌تری برای اعضای خارج بخش ویژه انتخاب می‌شوند. این موضوع باعث افزایش سختی نسبت به سایر قاب‌ها می‌شود. در نتیجه قاب‌های با بخش ویژه دو و سه چشمه‌ای نسبت به تک چشمه‌ای دارای سختی جانبی کمتری است و تغییر مکان آن حدود ۳۰ تا ۴۰ درصد بیشتر از حالت تک چشمه‌ای است.

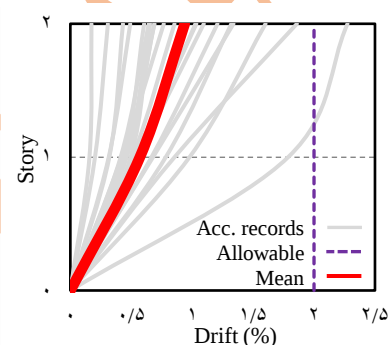
۶- نتایج کلی حاصل از این پژوهش نشان داد که سیستم STMF با بخش ویژه ویراندیل قابلیت مناسبی برای مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای از خود نشان می‌دهد و عملکرد مطلوبی در شرایط مختلف ارایه می‌دهد. همچنین می‌توان با افزایش تعداد چشمه‌های بخش ویژه، یک سازه مناسب و اقتصادی در طراحی سازه‌های با دهانه‌های بزرگ مورد استفاده قرار گیرد.



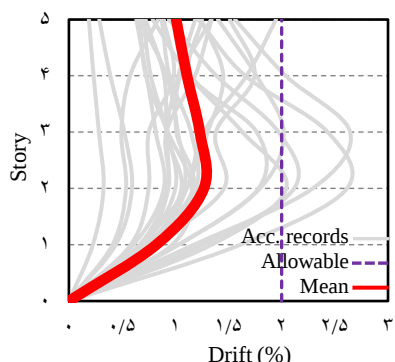
شکل ۱۷: تغییر مکان حداکثر طبقات ۳-۲ STMF



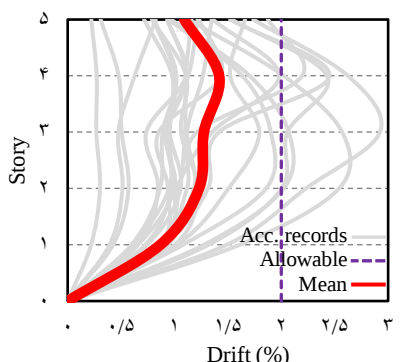
شکل ۱۶: تغییر مکان حداکثر طبقات ۲-۲ STMF



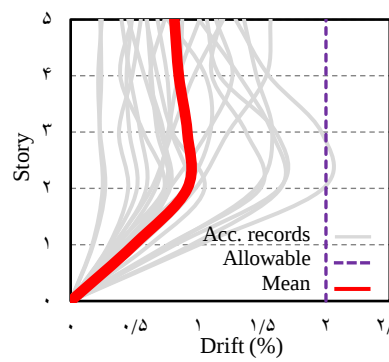
شکل ۱۵: تغییر مکان حداکثر طبقات ۳-۲ STMF



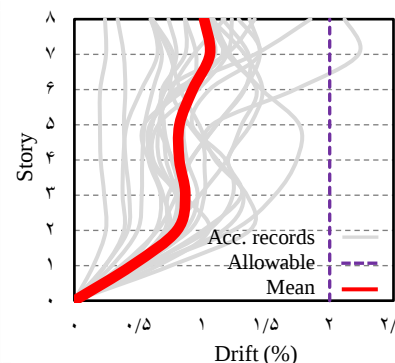
شکل ۲۰: تغییر مکان حداکثر طبقات ۳-۵ STMF



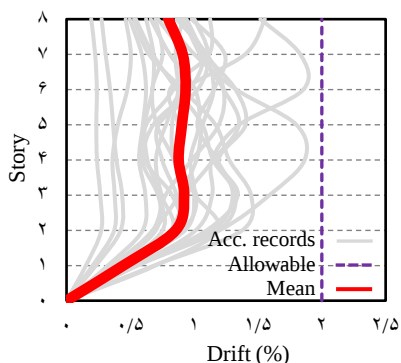
شکل ۱۹: تغییر مکان حداکثر طبقات ۲-۵ STMF



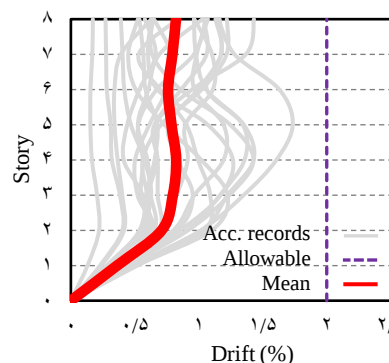
شکل ۱۸: تغییر مکان حداکثر طبقات ۳-۵ STMF



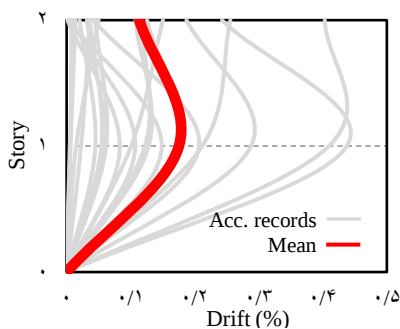
شکل ۲۳: تغییر مکان حداکثر طبقات ۳-۸ STMF



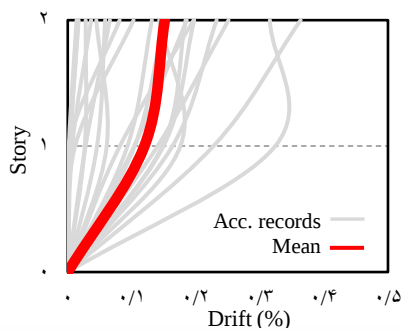
شکل ۲۲: تغییر مکان حداکثر طبقات ۲-۸ STMF



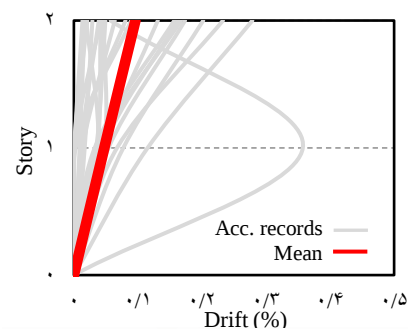
شکل ۲۱: تغییر مکان حداکثر طبقات ۳-۸ STMF



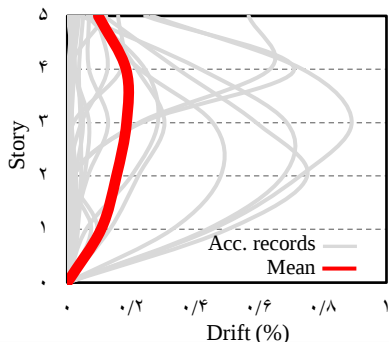
شکل ۲۶: تغییر مکان پسماند STMF۲-۳



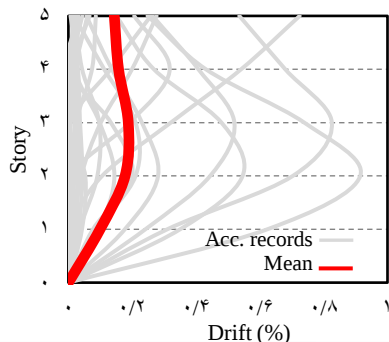
شکل ۲۵: تغییر مکان پسماند STMF۲-۲



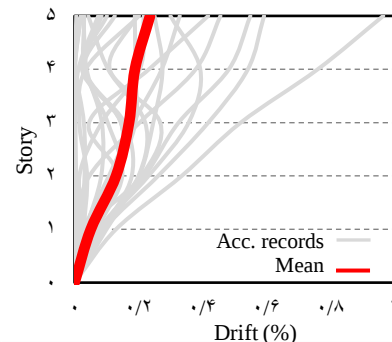
شکل ۲۴: تغییر مکان پسماند STMF۲-۱



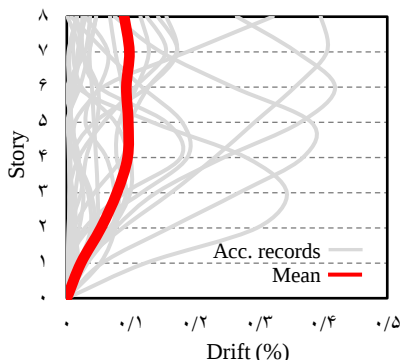
شکل ۲۹: تغییر مکان پسماند STMF۵-۳



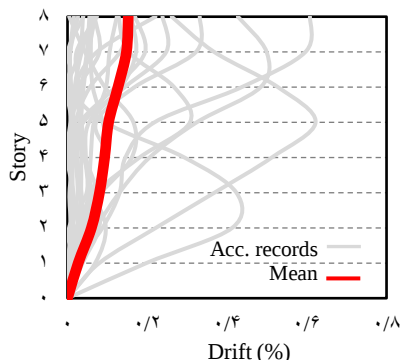
شکل ۲۸: تغییر مکان پسماند STMF۵-۲



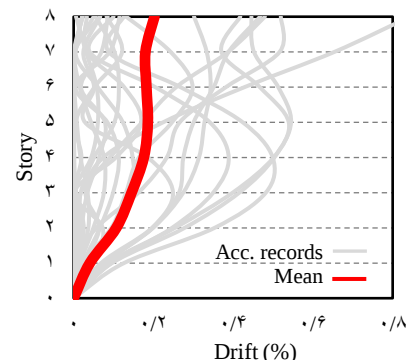
شکل ۲۷: تغییر مکان پسماند STMF۵-۱



شکل ۳۲: تغییر مکان پسماند STMF۸-۳



شکل ۳۱: تغییر مکان پسماند STMF۸-۲



شکل ۳۰: تغییر مکان پسماند STMF۸-۱

۴. Goel, S. C., & Itani, A. M., ۱۹۹۴. Seismic-resistant special trussmoment frames. *Journal of Structural Engineering*, 120(6), pp. 1781–1797.
۵. Basha, H. S., & Goel, S. C., ۱۹۹۵. 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).
۶. Chao, S.-H., & Goel, S. C., ۲۰۰۸. Performance-based plastic design of special truss moment frames. *Engineering Journal*, 45(2), pp. 127–150.

منابع

۱. Itani, A. M., & Goel, S. C., ۱۹۹۱. Earthquake resistance of open web framing systems. Department of Civil Engineering, University of Michigan.
۲. American Institute of Steel Construction (AISC). Seismic provisions for structural steel buildings. ۱st ed. Chicago: AISC; ۱۹۹۷.
۳. Basha, H. S., & Goel, S. C., ۱۹۹۴. Seismic-resistant truss moment frames with ductile vierendeel segment. University of Michigan.

۱۷. Federal Emergency Management Agency (FEMA). Quantification of seismic performance factors. FEMA P۶۹۵. Applied Technology Council; ۲۰۰۹.
۱۸. Asghari, A., ۲۰۱۶. 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/۱۰.۲۲۰۶۷/civil.v۲۷i۲.۲۳۳۲۵>
۱۹. Asghari, A., & Azimi, B., ۲۰۱۷. Evaluation of sensitivity of CBFs for types of bracing and story numbers. *ScientiaIranica*, 24(1), pp. 40-52. <https://dx.doi.org/۱۰.۲۴۲۰۰/sci.۲۰۱۷.۲۳۷۵>
۲۰. Asghari, A., & Saharkhizan, S., ۲۰۱۹. Seismic design and performance evaluation of steel frames with knee-element connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 154, pp. 161-۱۷۶. <https://doi.org/۱۰.۱۰۱۶/j.jcsr.۲۰۱۸.۱۱.۰۱۱>.
۲۱. Asghari, A., & Hosseini, S., ۲۰۲۴. 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/۱۰.۱۰۰۷/s۴.۹۹۶-۰۲۴-۰۱۵۲۴-۴>.
۲۲. AISC. AISC ۳۴۱-۵: Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago: AISC; ۲۰۰۵.
۲۳. AISC. Specification for structural steel buildings. Chicago: AISC; ۲۰۱۶.
۲۴. American Society of Civil Engineers (ASCE). ASCE ۷-۱۶: Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE; ۲۰۱۶.
۲۵. ASCE/SEI. ASCE ۴۱-۱۳: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. ASCE; ۲۰۱۲.
۲۶. OpenSees. Open System for Earthquake Engineering Simulation Computer software.. ۱۹۹۹. Berkeley CA, Pacific Earthquake Engineering Research Centre, Univ. of Berkeley.
۲۷. Asghari A., Gandomi Amir H., ۲۰۱۶. 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/۱۰.۱۰۸۰/۱۵۷۳۲۴۷۹,۲۰۱۵,۱۰۰۹۱۲۳>.
۲۸. Jalilzadeh Afshari M., Asghari A., Gholhaki M., ۲۰۱۹. Shear strength and stiffness enhancement of cross-
۷. Simasathien, S., Jiansinlapadamrong, C., & Chao, S.-H., ۲۰۱۷. Seismic behavior of special truss moment frame with double hollow structural sections as chord members. *Engineering Structures*, 131, pp. 14-27. <https://doi.org/۱۰.۱۰۱۶/j.engstruct.۲۰۱۶.۱۰.۰۰۱>.
۸. Kumar, R., Sahoo, D.R., ۲۰۲۱. 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/۱۰.۱۰۱۶/j.soildyn.۲۰۲۱.۱۰۶۶۰۳>.
۹. Jiansinlapadamrong, C., Park, K., Hooper, J., & Chao, S. H., ۲۰۱۹. Seismic design and performance evaluation of long-span special truss moment frames. *Journal of Structural Engineering*, 145(7), pp. 04019053. [https://doi.org/۱۰.۱۰۶۱/\(ASCE\)ST.۱۹۴۳-۵۴۱X.۰۰۰۲۳۴۰](https://doi.org/۱۰.۱۰۶۱/(ASCE)ST.۱۹۴۳-۵۴۱X.۰۰۰۲۳۴۰).
۱۰. American Institute of Steel Construction (AISC). AISC ۳۴۱-۱۰: Seismic provisions for structural steel buildings. AISC; ۲۰۱۰.
۱۱. Chao, S. H., Jiansinlapadamrong, C., Simasathien, S., & Okazaki, T., ۲۰۲۰. Full-scale testing and design of special truss moment frames for high-seismic areas. *Journal of Structural Engineering*, 146(۳), pp. 04019229. [https://doi.org/۱۰.۱۰۶۱/\(ASCE\)ST.۱۹۴۳-۵۴۱X.۰۰۰۲۵۴۱](https://doi.org/۱۰.۱۰۶۱/(ASCE)ST.۱۹۴۳-۵۴۱X.۰۰۰۲۵۴۱).
۱۲. Kumar, R., & Sahoo, D. R., ۲۰۲۱. Seismic fragility of steel special truss moment frames with multiple ductile vierendeel panels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 143, pp. 106603. <https://doi.org/۱۰.۱۰۱۶/j.soildyn.۲۰۲۱.۱۰۶۶۰۳>
۱۳. American Society of Civil Engineers (ASCE). ASCE ۷-۲۲: Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE; ۲۰۲۲.
۱۴. American Institute of Steel Construction (AISC). AISC ۳۴۱-۲۲: Seismic provisions for structural steel buildings. AISC; ۲۰۲۲.
۱۵. American Institute of Steel Construction (AISC). AISC ۳۶۰-۲۲: Specification for Structural Steel Buildings. AISC; ۲۰۲۲.
۱۶. Chao, S.-H., and S. C. Goel., ۲۰۰۸. 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.

- 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>.
۲۹. Torabizadeh, A., Foyouzat, A., Asghari, A., & Mohammadi, S., ۲۰۲۴. Self-centering of steel braced frames equipped with Fe-SMA TADAS dampers. *Smart Materials and Structures*, 33(6), pp.065025. <https://doi.org/10.1088/1361-660x/ad49f0>.
۳۰. Etabs, Integrated building design software, nonlinear version ۹,۷,۳, in, Berkeley, California, USA, ۱۹۹۰
۳۱. Roustaei, A. M., Shoja, S., & Amin Safaei Ardakani, M., ۲۰۲۳. Investigating cyclic and pushover performance of different metallic yielding dampers. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 11(3), pp. 122-143. <https://doi.org/10.22070/JRCE.2022.26848.1639>
۳۲. Roustaei, A. M., ۲۰۲۳. Seismic retrofitting of steel moment-resisting frames (SMRFs) using steel pipe dampers. *Structural Engineering and Mechanics, An Int'l Journal*, 87(۱), pp. ۶۹-۸۴. <https://doi.org/10.12989/sem.2023.87.1.69>
۳۳. Roustaei, A. L. I., Amin Safaei Ardakani, M., & Shoja, S., ۲۰۲۲. Numerical and analytical investigation of seismic performance of steel dampers with different heights and shapes. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 9(3), pp.208-227. <https://doi.org/10.22070/JSCE.2021.27.979.2302>
۳۴. Hadinejad, A., Asghari, A., & Marefat, M. S., ۲۰۲۰. Evaluation of the FEMA P۶۹۰ 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>