Sharif Civil Engineering Journal (2026), **41**(4), 59-71

Sharif University of Technology

Sharif Civil Engineering Journal

https://sjce.journals.sharif.edu



Research Article

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

Alireza Mirzaei, Abazar Asghari * and Amirreza Ghiami Azad

School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Iran.
* corresponding author:(abazar.asghari@ut.ac.ir)

Article Info

Article history:

Received: 18 February 2025

Revised: 10 April 2025

Accepted: 20 April 2025

Keywords:

Special truss moment frame,
vierendeel, pushover,
time history,
over-strength factor,
ductility factor,
drift.

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 11 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 over-strength factors of 2.5, which are close to the ASCE 7 recommended value of 3. The average transient story drift remained below 2%, while the average residual drift was approximately 0.15%, 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.

Funding: This research did not receive any specific grant from funding agencies in the public, commercial, or not-for-profit sectors.

Conflicts of Interest: The authors declare no conflict of interest.

Author Contributions: All authors contributed to the reported work for conceptualization, methodology, validation, writing-review and editing, and supervision.

To Cite this article:
Mirzaei, A., Asghari, A. and Ghiami Azad, A.R. 2026. Evaluation of seismic performance of special truss moment frames (STMF) with Vierendeel special segment, Sharif Civil Engineering Journal, **41**(4), 59-71.
https://doi.org/10.24200/j30.2025.66262.3406

E-ISSN: 2676-4776 © 2026 The Author(s). Sharif Civil Engineering Journal, Published by Sharif University of Technology

This is an open access article under the CC-BY 4.0 license.

مجله علمی مهندسی عمران شریف

https://sjce.journals.sharif.edu

مقاله‌ی پژوهشی

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی خرپایی ویژه با بخش ویژه‌ی ویراندیل

علیرضا میرزایی، اباذر اصغری * و امیررضا قیامی‌آزاد

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران.

*نویسنده مسئول (abazar.asghari@ut.ac.ir)

اطلاعات مقاله

تاریخ دریافت : ۱۴۰۳/۱۱/۳۰

تاریخ اصلاحیه : ۱۴۰۴/۰۱/۲۱

تاریخ پذیرش : ۱۴۰۴/۰۱/۳۱

واژگان کلیدی:

قاب خمشی خرپایی ویژه،
ویراندیل،
بارافزون،
تاریخچه‌ی زمانی،
ضریب اضافه مقاومت،
ضریب شکل‌پذیری،
تغییرمکان جانبی.

چکیده

در پژوهش حاضر، تأثیر تعداد طبقات و چشمه‌های بخش ویژه از نوع ویراندیل سیستم قاب خمشی خرپایی ویژه (STMF) در پارامترهای لرزه‌ای آن بررسی شده است. قاب‌های بررسی‌شده، شامل ۹ قاب: دو، پنج، و هشت طبقه با بخش ویژه‌ی یک، دو، و سه چشمه‌ای بوده است، که طراحی آن در نرم‌افزار ETABS صورت گرفته و تحلیل‌های غیرخطی بارافزون طبق ضوابط FEMA P۶۹۵ و تاریخچه‌ی زمانی با اعمال ۱۱ جفت شتاب‌نگاشت براساس آیین‌نامه‌ی ASCE ۷-۲۲ در نرم‌افزار OpenSees انجام شده است. نتایج نشان داده‌اند که شکل‌پذیری قاب‌ها با افزایش تعداد طبقات و چشمه‌های بخش ویژه، افزایش یافته و میانگین ضرایب اضافه مقاومت به‌دست‌آمده ۲/۵ بوده است، که به مقدار ۳ پیشنهادی آیین‌نامه نزدیک است. همچنین، مقادیر میانگین تغییرمکان جانبی طبقات کمتر از ۲٪ و میانگین تغییرمکان پسماند حدود ۰/۱۵٪ بوده است، که در محدوده‌ی مجاز آیین‌نامه است. در مجموع سیستم STMF مذکور، عملکرد مناسبی در برابر بارهای لرزه‌ای نشان داده است و می‌تواند گزینه‌ای مناسب برای طراحی سازه‌های با دهانه‌های بزرگ باشد.

۱. مقدمه

در طراحی سازه‌هایی که تحت تأثیر نیروهای لرزه‌ای قرار می‌گیرند، انتخاب سیستم مناسب با توجه به عملکرد لرزه‌ای و همچنین ارتفاع سازه حائز اهمیت بسیار است. سیستم قاب خمشی خرپایی ویژه (STMF)[1]، یکی از سیستم‌های نوین در مهندسی سازه محسوب می‌شود؛ که با هدف تأمین سختی جانبی مناسب و کنترل تغییرمکان‌ها طراحی شده است. سیستم STMF، که از ترکیب ستون‌ها و خرپاهای فولادی به جای تیرهای معمول بهره می‌برد، ظرفیت جذب بالای نیروهای جانبی را دارد و برای سازه‌های مرتفع و دهانه‌های بزرگ استفاده می‌شود. با افزایش ارتفاع سازه، بررسی دقیق تأثیر تعداد طبقات در پارامترهای لرزه‌ای و کنترل تغییرمکان جانبی اهمیت پیدا می‌کند، زیرا پارامترهای مذکور مستقیماً در پایداری و ایمنی سازه تأثیر می‌گذارند.

سیستم STMF نسبت به سایر سیستم‌های قاب خمشی شکل‌پذیر، سختی جانبی بیشتر و عملکرد بهتری در برابر تغییرشکل جانبی دارد؛ در نتیجه باعث می‌شود برخلاف سیستم قاب خمشی ویژه‌ی فولادی، برای تأمین سختی جانبی بیشتر، نیازی به استفاده از مقاطع بزرگ‌تر نداشته باشد و منجر به افزایش هزینه‌های اجرایی به‌ویژه دردهانه‌های بزرگ‌تر نشود. مطالعات متعددی به بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم STMF و سایر سیستم‌ها با استفاده از روش‌های مختلف پرداخته‌اند.

سیستم STMF، ابتدا توسط ایتانی و گوئل[2] (۱۹۹۱) ارزیابی و در سال ۱۹۹۷ به‌عنوان یکی از سیستم‌های مجاز لرزه‌ای در آیین‌نامه‌ی AISC ۳۴۱-۹۷،[۲] معرفی شده است. قاب (STMF)، به‌دلیل استفاده از خرپا به‌جای تیرهای معمول، به‌عنوان یکی از مناسب‌ترین سیستم‌های باربر جانبی برای سازه‌هایی با دهانه‌های بلند شناخته می‌شود؛ جایی که استفاده از تیر ورق، اقتصادی یا امکان‌پذیر نیست. از سیستم STMF به‌دلیل داشتن ساختاری سبک‌تر نسبت به تیرورق‌ها و ارائه‌ی مسیرهای ساده‌تر برای عبور تأسیسات در پروژه‌های صنعتی و ساختمان‌های تجاری با دهانه‌های بلند استقبال شده است.[۱]

علاوه‌بر 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 اعضاء خرپایی، یکی از مزایای کلیدی سیستم STMF است، که آن را به انتخابی ایده‌آل در چنین شرایطی تبدیل می‌کند. با افزایش پیچیدگی معماری در دیگر

[1] Special Truss Moment Frame

[2] Itani & Goel

استناد به این مقاله:

میرزایی، علیرضا، اصغری، اباذر و قیامی آزاد، امیررضا، ۱۴۰۴. ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی خرپایی ویژه با بخش ویژه‌ی ویراندیل. مهندسی عمران شریف، ۴۱(۴)، صص.۵۹-۷۱. https://doi.org/10.24200/j30.2025.66262.3406

حق مولف © نویسندگان

ناشر: دانشگاه صنعتی شریف

شاپا الکترونیکی: ۲۶۷۶-۴۷۷۶

پروژه‌های مدرن، استفاده از سیستم STMF به‌عنوان جایگزینی مناسب برای سیستم‌های سازه‌ای، نظیر قاب‌های خمشی معمولی توجه بیشتری را به خود جلب کرده است.

باشا[1] و گوئل (۱۹۹۴)، در مطالعه‌ای جامع به بررسی سیستم‌های قاب خمشی خرپایی ویژه با استفاده از پنل‌های ویراندیل[2] شکل‌پذیر پرداخته و دریافته‌اند که پنل ویراندیل، انعطاف‌پذیری و فضای معماری بیشتری را فراهم می‌کند و امکان عبور تأسیسات در دهانه‌های بزرگ را بهبود می‌بخشد. سیستم مذکور، به‌عنوان یک فیوز شکل‌پذیر با جذب انرژی لرزه‌ای از طریق تغییرمکان‌های پلاستیک عمل می‌کند. نتایج آزمایش‌ها نشان داده است که سیستم اخیر، حلقه‌های هیسترزیس[3] کامل و پایدار داشته و رفتار لرزه‌ای مناسبی را از خود نشان داده است.[۳]

همچنین مطالعات گسترده‌ای برای بهبود عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های STMF انجام شده‌اند. گوئل و ایتانی[4] (۱۹۹۴)، در بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های STMF با استفاده از خرپاهای معمولی دریافته‌اند که سیستم‌های STMF می‌توانند تغییرشکل‌های پلاستیک را در بخش ویژه[5] متمرکز و انرژی لرزه‌ای را به‌طورقابل‌توجهی جذب کنند. همچنین، استفاده از اعضاء ضربدری[6] برای بهبود پایداری سازه پیشنهاد و تأکید شده است که شکل‌پذیری بیشتر در بخش‌های ویژه می‌تواند به کاهش آثار مخرب زلزله کمک شایانی کند.[۴]

باشا و گوئل (۱۹۹۵)،[۵] به بررسی پنل ویراندیل پرداخته و تأکید کرده‌اند که استفاده از پنل‌های ویراندیل به‌دلیل کاهش موانع تأسیسات و بهبود دسترسی، توجه بسیاری را به خود جلب کرده است. نتایج آزمایش‌های چرخه‌ای[7] نشان داده است که پنل‌های ویراندیل، عملکرد مناسبی در جذب انرژی و کنترل تغییرمکان‌های غیرالاستیک دارند. همچنین، طراحی پنل‌های اخیر با تأکید بر کاهش وزن کلی سازه، مزایای اقتصادی بیشتری به همراه دارد.

چاو[8] و گوئل (۲۰۰۸)، رویکرد طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد (PBPD)[9] را برای سیستم STMF پیشنهاد داده‌اند. روش PBPD، نیاز به تحلیل‌های پیچیده‌ی پس از طراحی را حذف و با استفاده از اصول طراحی پلاستیک، مکانیزم‌های تسلیم مطلوب را ایجاد می‌کند. نتایج نشان داده است که تغییرمکان‌های طبقات در محدوده‌ی تغییرمکان‌های هدف باقی می‌مانند و انرژی لرزه‌ای به‌طوریکنواخت در سازه توزیع می‌شود. همچنین، پژوهش اخیر بر اهمیت توزیع یکنواخت چرخش پلاستیک در ارتفاع سازه تأکید داشته است.[۶] سیماساتین[10] و همکاران (۲۰۱۷)، بر استفاده از قوطی‌های دوبل متمرکز تأکید کرده‌اند؛ که با کاهش نسبت عرض به ضخامت، کمانش موضعی[11] را به تأخیر می اندازند و ظرفیت چرخش پلاستیک را افزایش می‌دهند. نتایج آزمایش‌های چرخه‌ای نشان داده است که مقاطع مذکور برای مناطق لرزه‌خیز، گزینه‌ای بسیار مناسب بوده و بر نیاز به بهبود جزئیات جوش و اتصال‌ها تاکید کرده‌اند.[۷]

کومار[12] و همکاران (۲۰۲۱)، با استفاده از تحلیل بارافزون[13] و تحلیل دینامیکی غیرخطی[14] به بررسی تأثیر نسبت ابعاد بخش ویژه در عملکرد لرزه‌ای سیستم STMF پرداخته و دریافته‌اند که نسبت ابعاد در تقاضای دورانی تأثیرگذار است و باعث کاهش آن می‌شود؛ در حالی که نسبت ابعاد پایین، تقاضای دورانی را در انتهای بخش ویژه افزایش می دهد.[۸] همچنین، جیانسینلاپادامرانگ[15] و همکاران (۲۰۱۹)، مطالعه‌ای بر روی دهانه‌های بلند سیستم‌های STMF انجام داده و ملاحظه کرده‌اند که سیستم‌های STMF می‌توانند برای دهانه‌هایی با طول بیش از ۲۷ متر نیز طراحی شوند، بدون اینکه پایداری یا عملکرد لرزه‌ای کاهش یابد. ایشان روش‌هایی نیز برای اصلاح محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای ارائه کرده و نشان داده‌اند که استفاده از خرپاهای بلندتر با مقاطع ویژه می‌تواند مزایای عملکردی بیشتری ایجاد کند.[۹]

در یکی از جدیدترین مطالعات، سیماساتین و همکاران (۲۰۲۰)، آزمایش‌های تمام‌مقیاسی بر روی قاب‌های STMF انجام داده‌اند. استفاده از قوطی‌های دوبل به‌عنوان اعضاء یال[16] و جان در آزمایش‌های مذکور، عملکرد لرزه‌ای مناسبی را نشان داده و پیشنهاد شده است که معادله‌های آیین‌نامه‌ی AISC ۳۴۱-۱۰،[۱۰] برای مقاطع اخیر اصلاح شوند، تا دقت طراحی افزایش یابد. تحلیل‌های چرخه‌ای نشان داده‌اند که مقاطع مذکور می‌توانند پایداری بیشتری در برابر بارهای دینامیکی ایجاد کنند.[۱۱]

کومار و ساهو[17] (۲۰۲۱)، در بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی خرپایی ویژه‌ی بلندمرتبه با چندین بخش ویژه‌ی ویراندیل نشان داده‌اند سیستم STMF، که بخش‌های ویژه با نسبت ابعاد بزرگ‌تر و پنل‌های چندگانه‌ی ویراندیل دارد، مکانیزم‌های تسلیم مطلوب و معیارهای پذیرش را برآورد می‌سازند.[۱۲]

در مطالعه‌ی حاضر، به بررسی تأثیر تعداد طبقات در پارامترهای لرزه‌ای سیستم قاب خمشی خرپایی ویژه (STMF) پرداخته شده است. همچنین، تأثیر استفاده از پنل‌های ویراندیل مرکب، که شامل اعضاء قائم میانی در بخش ویژه هستند، تحلیل شده است. درنهایت، تغییرمکان جانبی بیشینه‌ی طبقات و تغییرمکان پسماند سیستم STMF تحت زلزله‌های مختلف محاسبه و ارزیابی شده است. ابتدا، مدل‌سازی و طراحی صورت گرفته و درنهایت، تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، شامل بارافزون و تاریخچه‌ی زمانی[18] نیز بر روی قاب‌ها انجام شده‌اند، تا حساسیت پارامترهای لرزه‌ای نسبت به تغییر تعداد طبقات بررسی شود؛ زیرا نتایج به‌دست‌آمده می‌توانند به بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها در مناطق با خطر زلزله‌ی بالا کمک کنند.

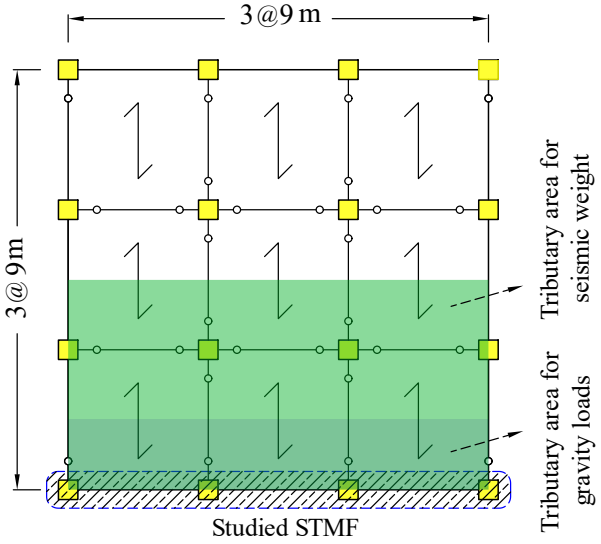
۲. معرفی قاب‌های مطالعه‌شده

در پژوهش حاضر، سیستم STMF با استفاده از ۹ قاب طراحی و تحلیل شده است، تا رفتار لرزه‌ای آن در ساختمان‌هایی با ارتفاع‌های متفاوت بررسی شود. قاب‌ها، شامل سازه‌های ۲، ۵، و ۸ طبقه بوده‌اند، که برای هر تعداد طبقه، سه

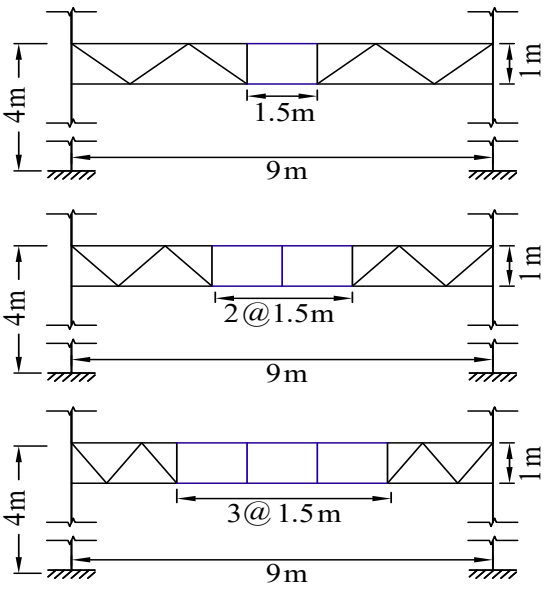
[1] Basha
[2] Vierendeel
[3] Hysteresis
[4] Itani
[5] Special segment
[6] X-braced
[7] Cyclic tests
[8] Chao
[9] Performance-based plastic design
[10] Simasathien
[11] Local buckling
[12] Kumar
[13] Pushover
[14] Nonlinear Dynamic Analysis
[15] Jiansinlapadamrong
[16] Chord
[17] Sahoo
[18] Time history

نوع تیپ بخش ویژه از نوع ویراندیل در وسط دهانه با یک، دو، و سه چشمه در نظر گرفته شده است. علت انتخاب قاب‌های اخیر این بوده است که تأثیر تعداد طبقات و همچنین تعداد چشمه‌های بخش ویژه در رفتار لرزه‌ای آن‌ها مشاهده و بررسی شوند. این ترکیب تعداد طبقات و بخش ویژه، مجموعه‌ای از ۹ قاب را تشکیل داده‌اند. ارتفاع هر طبقه ۴ متر فرض شده و بنابراین، ارتفاع کل قاب‌ها برای ساختمان‌های ۲، ۵، و ۸ طبقه به ترتیب برابر با ۸، ۲۰، و ۳۲ متر بوده است.

مطابق شکل ۱، جهت مدل‌سازی دوبُعدی، پلان تمام قاب‌های منظم به ابعاد ۲۷×۲۷ متر بوده است، که در هر راستای طولی و عرضی، سه دهانه‌ی ۹ متری داشته‌اند. چیدمان متقارن اخیر موجب توزیع مناسب بارهای ثقلی و جانبی می‌شود و به پایداری سازه در برابر نیروهای لرزه‌ای کمک می‌کند. همان‌طور که در شکل ۲ مشاهده می‌شود، طول بخش ویژه برای قاب‌های یک، دو، و سه چشمه‌ای به ترتیب ۱/۵، ۳، و ۴/۵ متر بوده و ارتفاع خرپا برای تمامی قاب‌ها



شکل ۱. پلان قاب‌ها.



شکل ۲. نمایی از هندسه‌ی قاب‌ها.

مساوی ۱ متر فرض شده است. طراحی بخش ویژه‌ی اخیر به گونه‌ای بوده است که بتواند تغییرشکل‌های غیرالاستیک را تحمل و انرژی لرزه‌ای را به‌صورت کارآمد مستهلک سازد.

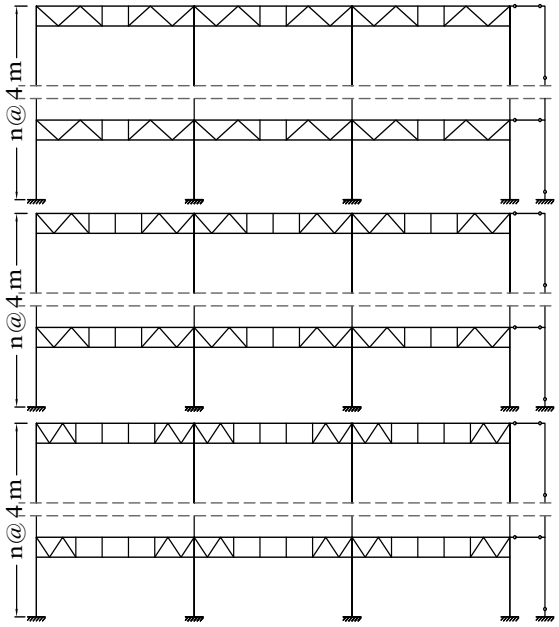
مدل‌سازی قاب‌ها در نرم‌افزار ETABS انجام گرفته و برای ساده‌سازی تحلیل‌ها، قاب‌ها به‌صورت دوبُعدی طراحی شده‌اند. تحلیل‌های غیرخطی، شامل بارافزون و تاریخچه‌ی زمانی با استفاده از نرم‌افزار OpenSees انجام شده‌اند؛ که به‌منظور بررسی رفتار غیرخطی سازه و پاسخ لرزه‌ای آن صورت گرفته است. بارهای مرده و زنده مطابق آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های فولادی به تیرهای طبقات به‌صورت یکنواخت اعمال شده‌اند. بارهای جانبی نیز با توجه به سطح بارگیر دهانه‌ها محاسبه و به‌صورت متمرکز به ستون‌های متکی در قاب دوبُعدی اعمال شده‌اند. روش بارگذاری اخیر به تحلیل دقیق رفتار سازه‌ها در برابر نیروهای جانبی کمک می‌کند و امکان بررسی آثار مختلف بارهای لرزه‌ای در هر قاب را فراهم می‌سازد. برای این منظور؛ بارهای ثقلی شامل بارهای مرده، زنده، و پارتیشن‌ها به ترتیب ۴، ۲، و ۱ کیلونیوتن بر مترمربع و بار دیوارهای پیرامونی، ۶ کیلونیوتن بر متر در نظر گرفته شده‌اند.

برای نامگذاری قاب‌ها جهت ارجاع دقیق به آن‌ها و مقایسه‌ی نتایج تحلیل، از یک سیستم نام‌گذاری ساده استفاده شده است. قاب‌ها به صورت STMFX-Y نام‌گذاری شده‌اند، که در آن‌ها X نشان‌دهنده‌ی تعداد طبقات و Y بیانگر تعداد چشمه‌های بخش ویژه است. به عنوان مثال، STMF۲-۱ به سازه‌ای با دو طبقه و بخش ویژه‌ی ویراندیل یک‌چشمه‌ای اشاره دارد. این نام‌گذاری ساده، ارجاع‌دهی و تحلیل نتایج را تسهیل می‌سازد. در شکل ۳، نمای هندسی قاب‌ها و نحوه‌ی قرارگیری بخش ویژه مشاهده می‌شود.

۳. طراحی قاب‌های مطالعه‌شده

بارگذاری لرزه‌ای قاب‌های مطالعه‌شده‌ی STMF براساس آیین‌نامه‌ی ASCE ۷-۲۲،[۱۳] انجام شده است.

دوره‌ی تناوب اصلی[۱۹] سازه (T) براساس رابطه‌ی ۱ محاسبه می‌شود:



شکل ۳. نمای قاب‌های مطالعه‌شده.

[19] Fundamental period

جدول ۱. پارامترهای لرزه‌ای طراحی مطابق با آیین‌نامه‌ی ASCE ۷-۲۲.

Parameters	Value	Description
S_S	1.5 g	Mapped MCE_R short period spectral acc.
S_1	0.6 g	Mapped MCE_R one-second spectral acc.
SC	D	Site class
F_a	1.0	Short period site coefficient
F_v	1.5	Long period site coefficient
$S_{MS} = F_a S_s$	1.5 g	MCE_R spectral acc. at short periods
$S_{M1} = F_v S_1$	0.9 g	MCE_R spectral acc. at 1-s period
$S_{DS} = 2/3 S_{MS}$	1.0 g	Design spectral acc. at short periods
$S_{D1} = 2/3 S_{M1}$	0.6 g	Design spectral acc. at 1-s period
SDC	D	Seismic design category
I	1.0	Occupancy importance factor
R	7.0	Response modification factor
Ω	3.0	Over-strength factor
C_d	5.5	Deflection amplification factor

جدول ۲. پارامترهای لرزه‌ای جهت طراحی قاب‌های مطالعه‌شده.

Frames	STMF 2-1	STMF 2-2	STMF 2-3	STMF 5-1	STMF 5-2	STMF 5-3	STMF 8-1	STMF 8-2	STMF 8-3
h (m)	8	8	8	20	20	20	32	32	32
T (s)	0.535	0.535	0.535	1.1135	1.1135	1.1135	1.6217	1.6217	1.6217
Cs	0.1429	0.1429	0.1429	0.077	0.077	0.077	0.0529	0.0529	0.0529
V_d (kN)	607	601	600	844	833	832	938	930	933

$$T = 0.0724 C_u h^{0.8} \quad (1)$$

که در آن، C_u برای سازه‌های فولادی برابر ۱/۴ و h ارتفاع سازه به متر است. همچنین نیروی برش پایه‌ی طراحی (V_d) براساس رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود:

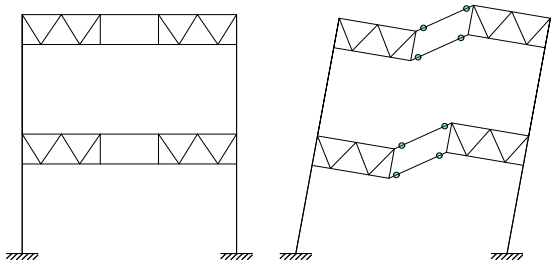
$$V_d = C_s W \quad (2)$$

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 آیین‌نامه‌ی ASCE ۷-۲۲ در جدول ۱ ارائه شده است. همچنین در جدول ۲، نتایج مربوط به دوره‌ی تناوب اصلی، برش پایه‌ی طراحی و ضرایب زلزله‌ی سازه‌های مطالعه‌شده خلاصه شده است.

طراحی سیستم STMF و قاب‌های مطالعه‌شده باید براساس آیین‌نامه‌های AISC ۳۴۱-۲۲،[۱۴] و AISC ۳۶۰-۲۲،[۱۵] انجام شده است، زیرا عملکرد بخش ویژه‌ی خرپا در برابر بارهای جانبی لرزه‌ای اهمیت زیادی دارد. مطابق شکل ۴، بخش ویژه‌ی خرپا باید توانایی تحمل تغییرمکان‌های غیرالاستیک را داشته باشد، در حالی که سایر اعضاء خارج از بخش ویژه‌ی خرپا، باید در محدوده‌ی الاستیک باقی بمانند. این ویژگی به پایداری کلی سازه در زلزله کمک می‌کند.

طبق الزام‌های آیین‌نامه‌ای، اعضاء بخش ویژه باید براساس ترکیب بارهای ثقلی و زلزله‌ی جانبی طراحی شوند و همچنین اعضاء خارج بخش ویژه، شامل: تیرها، ستون‌ها، و اعضاء خرپایی، باید براساس ترکیب بارهای ثقلی و زلزله‌ی جانبی محدود به ظرفیت برشی موردانتظار بخش ویژه‌ی خرپا تحلیل و طراحی شوند



شکل ۴. تسلیم بخش ویژه و رفتار ارتجاعی سایر اعضاء در سیستم STMF.

(تحلیل E_{cl}). در تحلیل مذکور، زلزله‌ی افقی واردشده به سازه، ناشی از ظرفیت برشی موردانتظار بخش ویژه‌ی خرپا در وسط بخش ویژه است، که باعث می‌شود اعضاء خارج از بخش مذکور به این ظرفیت برشی محدود شوند. این نوع طراحی باعث می‌شود که انرژی لرزه‌ای توسط بخش ویژه جذب شود و بخش‌های خارج از بخش ویژه در محدوده‌ی تغییرمکان‌های الاستیک باقی بمانند.

در صورتی که تحلیل E_{cl} به‌درستی انجام شود، با تحمل تغییرمکان‌های غیرالاستیک توسط بخش ویژه، انتظار می‌رود که مفاصل پلاستیک عمدتاً در یال‌های بخش ویژه و پای ستون‌های طبقه‌ی اول تشکیل شوند و زودتر از سایر اعضا، پلاستیک شوند.

طی برخی مطالعات اخیر، چاو و گوئل (۲۰۰۸)،[۱۶] روابطی را برای مقاومت برشی موردانتظار توسعه و بهبود داده‌اند، که منجر به ارائه و استفاده‌ی آن در بیشتر آیین‌نامه‌های طراحی شده است. به این ترتیب ظرفیت برشی موردانتظار بخش ویژه‌ی خرپا، با استفاده از رابطه‌ی ۳ محاسبه می‌شود:

جدول ۳. مقاطع نهایی طراحی‌شده در قاب‌های مطالعه‌شده.

Frames	Story	Columns	Exterior bay						Interior bay					
			1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
STMF2-1	1	400×25	2U260	2U260PL	2U160	2U140	2U220	-	2U220	2U220PL	2U120	2U120	2U180	-
	2	400×25	2U220	2U220PL	2U120	2U120	2U180	-	2U140	2U140PL	2U100	2U80	2U120	-
STMF2-2	1	350×22	2U180	2U180	2U100	2U160	2U200	2U140	2U160	2U160	2U80	2U140	2U180	2U120
	2	350×22	2U160	2U160	2U80	2U140	2U180	2U120	2U140	2U140	2U80	2U120	2U160	2U100
STMF2-3	1	300×20	2U180	2U180	2U100	2U160	2U200	2U180	2U160	2U160	2U100	2U160	2U180	2U16
	2	300×20	2U160	2U160	2U80	2U140	2U160	2U140	2U140	2U140	2U80	2U140	2U160	2U140
STMF5-1	1~3	450×30	2U300	2U300PL	2U200	2U160	2U260	-	2U220	2U220PL	2U120	2U120	2U180	-
	4	400×25	2U240	2U240PL	2U160	2U140	2U220	-	2U180	2U180PL	2U100	2U100	2U140	-
	5	400×20	2U140	2U140PL	2U100	2U100	2U140	-	2U140	2U140PL	2U80	2U80	2U120	-
STMF5-2	1~3	350×25	2U200	2U200	2U100	2U180	2U220	2U180	2U160	2U160	2U80	2U140	2U180	2U140
	4	350×25	2U180	2U180	2U80	2U160	2U200	2U140	2U160	2U160	2U80	2U140	2U180	2U120
	5	350×25	2U140	2U140	2U80	2U120	2U160	2U100	2U140	2U140	2U80	2U120	2U160	2U100
STMF5-3	1~3	350×25	2U200	2U200	2U100	2U200	2U220	2U200	2U180	2U180	2U80	2U180	2U180	2U180
	4	300×20	2U180	2U180	2U80	2U180	2U200	2U180	2U160	2U160	2U80	2U160	2U180	2U160
	5	300×20	2U140	2U140	2U80	2U140	2U160	2U140	2U140	2U140	2U80	2U140	2U160	2U140
STMF8-1	1~5	500×30	2U300	2U300PL	2U200	2U160	2U260	-	2U200	2U200PL	2U120	2U120	2U200	-
	6	450×30	2U240	2U240PL	2U160	2U140	2U240	-	2U200	2U200PL	2U120	2U120	2U200	-
	7	400×25	2U200	2U200PL	2U120	2U120	2U200	-	2U180	2U180PL	2U100	2U100	2U160	-
	8	400×25	2U120	2U120PL	2U80	2U80	2U120	-	2U180	2U180PL	2U100	2U100	2U160	-
STMF8-2	1~5	450×30	2U240	2U240	2U120	2U240	2U260	2U180	2U180	2U180	2U120	2U180	2U200	2U160
	6	400×25	2U180	2U180	2U120	2U180	2U200	2U180	2U180	2U180	2U120	2U180	2U200	2U140
	7	400×25	2U160	2U160	2U100	2U160	2U180	2U120	2U160	2U160	2U100	2U160	2U180	2U120
	8	400×25	2U140	2U140	2U80	2U140	2U160	2U100	2U140	2U140	2U80	2U140	2U160	2U100
STMF8-3	1~5	500×30	2U200	2U200	2U120	2U200	2U200	2U200	2U180	2U180	2U120	2U180	2U180	2U200
	6	450×30	2U180	2U180	2U120	2U180	2U180	2U180	2U180	2U180	2U120	2U180	2U180	2U180
	7	450×30	2U160	2U160	2U100	2U160	2U160	2U160	2U160	2U160	2U100	2U160	2U160	2U160
	8	450×30	2U140	2U140	2U80	2U140	2U140	2U140	2U140	2U140	2U80	2U140	2U140	2U140

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

* مقاطع ناودانی دوبل به اختصار با 2U نمایش داده شده‌اند. همچنین مقاطع تقویت‌شده، با حرف PL مشخص شده‌اند، که از ورق‌های با ضخامت ۶ میلی‌متر استفاده شده است.

$$V_{ne} = \frac{3.6R_y M_{nc}}{L_s} + 0.036EI\frac{L}{L_s^3} + R_y(P_{nt} + 0.3P_{nc})\sin\alpha \qquad (3)$$

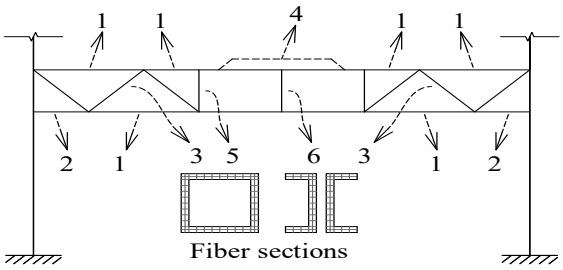
که در آن، E مدول الاستیسیته‌ی فولاد؛ I ممان اینرسی مقطع یال در بخش ویژه‌ی خرپا؛ L طول دهانه‌ی خرپا؛ L_s طول بخش ویژه‌ی خرپا؛ M_{nc} مقاومت خمشی اسمی مقطع یال بخش ویژه‌ی خرپا؛ P_{nc} مقاومت فشاری اسمی مقطع عضو ضربدری در بخش ویژه‌ی خرپا؛ P_{nt} مقاومت کششی اسمی مقطع عضو ضربدری در بخش ویژه‌ی خرپا؛ α زاویه‌ی عضو ضربدری بخش ویژه با افق، و R_y نسبت تنش تسلیم مقطع به تنش تسلیم مشخصه‌ی فولاد هستند. پیکربندی[20] بخش ویژه‌ی خرپا، باید فقط از نوع ویراندیل یا ضربدری باشد و استفاده از پیکربندی‌های ترکیبی و یا سایر پیکربندی‌ها مجاز نیست.

علاوه‌بر این، محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای دیگری هم باید در طراحی سیستم STMF رعایت شود، از جمله اینکه طول دهانه‌ی 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 دهانه‌ی خرپا باشد. نسبت طول به ارتفاع چشمه‌ها نباید از ۱/۵ بیشتر و از ۰/۶۷ کمتر باشد. این محدودیت‌ها به‌منظور حفظ پایداری و کاهش تغییرمکان‌های جانبی در طراحی این نوع سیستم‌ها اعمال شده است.

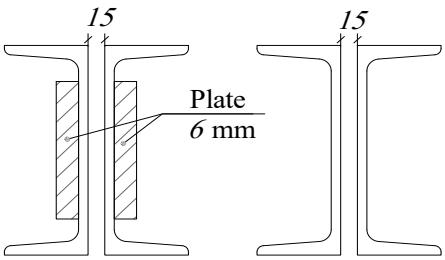
در طراحی اعضاء سیستم سازه‌ای مذکور، مقاطع یال‌ها و عضوهای قائم در بخش ویژه‌ی خرپا و همچنین ستون‌ها باید از نوع فشرده لرزه‌ای باشند و محدودیت بیشینه ی نسبت پهنا به ضخامت در آن‌ها رعایت شود. استفاده از ستون‌هایی با مقطع متشکل از چند نیم‌رخ بست‌دار نیز مجاز نیست.

در طراحی قاب‌های موردنظر، برای ستون‌ها از مقاطع باکس و سایر اعضاء خرپایی از ناودانی دوبل استفاده شده است. مقاطع طراحی‌شده در جدول ۳ ارائه شده‌اند، و عناوین نامگذاری‌شده‌ی مقاطع در شکل ۵ مشاهده می‌شوند. همچنین مطابق شکل ۶، در برخی از قسمت‌ها، جهت تقویت مقاومت محوری یال‌ها از ورق‌های تقویتی استفاده شده است. همچنین مصالح مصرفی قاب‌های مذکور از نوع فولاد St۳۷ با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال بوده است.

[20] Configuration



شکل ۵. نامگذاری اعضاء قاب‌ها.



شکل ۶. مقاطع تقویت‌شده‌ی ناودانی دوبل با ورق جان.

جدول ۴. فولاد مصرفی قاب‌های طراحی شده‌ی STMF.

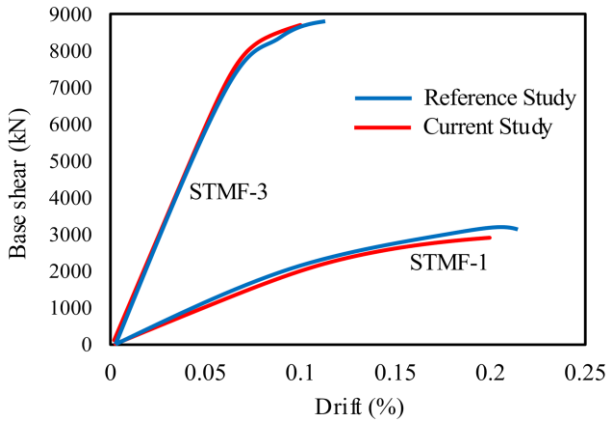
Frames	Steel weight (ton)
STMF2-1	17.74
STMF2-2	12.84
STMF2-3	11.62
STMF5-1	51.99
STMF5-2	35.68
STMF5-3	34.66
STMF8-1	89.40
STMF8-2	73.60
STMF8-3	81.55

در جدول ۴، مقدار آهن مصرفی قاب‌های طراحی‌شده ارائه شده است، که بیانگر افزایش تعداد چشمه‌ها در بخش ویژه است، که منجر به کاهش مقدار آهن مصرفی شده است. زیرا با افزایش طول بخش ویژه، مقدار برش موردانتظار بخش مذکور برای طراحی اعضاء خارج بخش ویژه کاهش یافته و منجر به کوچک‌ترشدن مقاطع خارج بخش ویژه شده است.

۴. راستی‌آزمایی

در بخش کنونی، نمودار بارافزون مدل نوشتار جیانسینلاپادامرانگ و همکاران (۲۰۱۹)،[۹] و مدل عددی نوشتار حاضر در شکل ۷ راستی‌آزمایی شده است. مدل‌های راستی‌آزمایی‌شده‌ی نوشتار مرجع در بخش حاضر، قاب‌های STMF-۱ و STMF-۳ هستند، که یک طبقه با ارتفاع کل ۹/۱۴ متر داشته‌اند. ارتفاع خرپای قاب اخیر ۳/۰۵ متر 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 بوده است.

مقاطع استفاده‌شده برای ستون‌ها از نوع W و برای سایر اعضا، ناودانی دوبل بوده است. مصالح استفاده‌شده از نوع فولاد ASTM۵۷۲ و Gr۵۰ با تنش



شکل ۷. منحنی بارافزون قاب‌های نوشتار مرجع،[۹] و نوشتار حاضر.

جدول ۵. پارامترهای مقایسه‌شده‌ی قاب‌های نوشتار مرجع،[۹] و نوشتار حاضر.

Frames	Period (s)	V_{max} (kN)
(STMF-1) Ref. Study	0.428	3150
(STMF-1) Current Study	0.44	2909.48
Difference (%)	2.7%	8.2%
(STMF-3) Ref. Study	0.179	8750
(STMF-3) Current Study	0.18	8698.13
Difference (%)	0.6%	0.6%

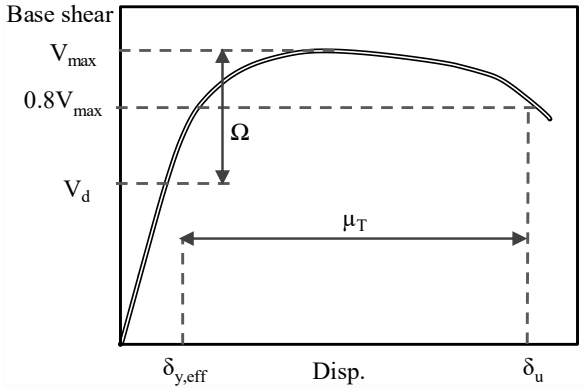
تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال و نیز مقادیر مدول یانگ و نسبت پواسون برای مصالح مصرفی به ترتیب ۲×۱۰^{۵} مگاپاسکال و ۰/۳ بوده است.

براساس نتایج به‌دست‌آمده، مدل‌های نوشتار حاضر توانسته‌اند رفتار لرزه‌ای مشابهی با مدل‌های مرجع نشان دهند. مطابق جدول ۵، اختلاف‌های جزئی مشاهده‌شده ناشی از تفاوت در جزئیات مدل‌سازی و شرایط فرضی بوده و نتایج به‌دست‌آمده تطابق قابل قبولی با داده‌های مرجع داشته‌اند. راستی‌آزمایی انجام‌شده، اعتبار قاب‌های استفاده‌شده در پژوهش حاضر را تأیید و مبنای مناسبی برای تحلیل‌های بیشتر فراهم کرده است.

۵. تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون)

تحلیل بارافزون، یکی از ابزارهای کلیدی برای بررسی رفتار غیرخطی سازه‌ها تحت بارهای جانبی نظیر زلزله محسوب می‌شود؛ که در آن، بارهای جانبی لرزه‌ای به‌تدریج بر سازه اعمال می‌شوند و منحنی برش پایه-تغییرمکان (بارافزون) به‌دست می‌آید؛ که رفتار سازه را از ناحیه‌ی الاستیک تا ناحیه‌ی غیرالاستیک نشان می‌دهد و اطلاعاتی درخصوص نقطه‌ی تسلیم و ظرفیت تغییرمکان سازه فراهم می‌کند. از تحلیل اخیر به‌ویژه در طراحی‌های مقاومتی و ظرفیتی استفاده می‌شود، تا عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها به‌صورت دقیق‌تری ارزیابی شود.

تحلیل استاتیکی غیرخطی بر روی تمامی قاب‌های سازه‌ای برای محاسبه‌ی ضرایب اضافه مقاومت (Ω) و شکل‌پذیری مبتنی بر دوره‌ی تناوب (μ_T) و براساس روش‌شناسی FEMA P۶۹۵،[۱۷] و با استفاده از الگوی بار جانبی متناسب با مود اول سازه انجام شده است. پیش از اعمال بارهای جانبی، سازه تحت ترکیب بار ثقلی شامل ۱/۰۵D و ۰/۲۵L قرار گرفته است، که در آن D



شکل ۸. منحنی ایده‌آل‌شده‌ی بارافزون مطابق دستورالعمل FEMA P695.

و L به ترتیب بارهای مرده و زنده هستند. منحنی ایده‌آل‌شده‌ی غیرخطی بارافزون سازه به‌صورت شماتیک در شکل ۸ مشاهده می‌شود.

ضریب اضافه مقاومت به‌صورت نسبت برش پایه‌ی بیشینه (V_{max}) به برش پایه‌ی طراحی (V_d) تعریف می‌شود. همچنین، ضریب شکل‌پذیری مبتنی بر دوره‌ی تناوب به‌صورت نسبت تغییرمکان نهایی بام (δ_u) به تغییرمکان تسلیم مؤثر($\delta_{y,eff}$) تعریف می‌شود. مقدار δ_u نشان‌دهنده‌ی مقدار تغییرمکان بام متناظر با ۸۰٪ مقدار V_{max} است و مقدار $\delta_{y,eff}$ براساس رابطه‌ی ۴ محاسبه می‌شود:

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2}\right] \left(max(T, T_1)\right)^2 \quad (4)$$

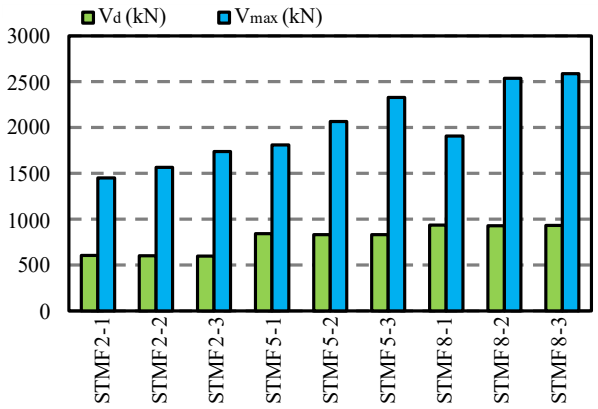
که در آن، W وزن لرزه‌ای سازه، g شتاب گرانش، T دوره‌ی تناوب به‌دست‌آمده براساس آیین‌نامه‌ی ASCE ۷-۲۲ و T_1 دوره‌ی تناوب تحلیلی به‌دست‌آمده از تحلیل مودال هستند. همچنین، C_0 ضریب مود اول است، که مطابق رابطه‌ی ۵ محاسبه می‌شود:

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

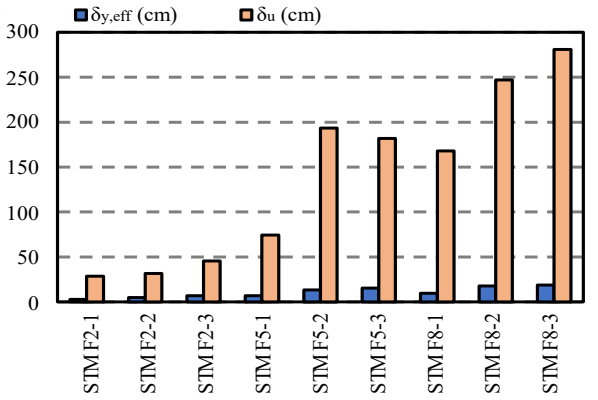
که در آن، m_x جرم مؤثر لرزه‌ای طبقه‌ی x، $\phi_{1,x}$ شکل مودی اول طبقه‌ی x، $\phi_{1,r}$ شکل مودی اول بام، و N تعداد طبقات هستند.

تحلیل اخیر به ارزیابی ظرفیت باربری، شکل‌پذیری، و عملکرد کلی سیستم قاب خمشی خرپایی 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 است؛ که در شکل‌های ۹ الی ۱۴ مشاهده می‌شوند. ضرایب لرزه‌ای Ω و μ_T با استفاده از روابط ارائه‌شده، استخراج شده‌اند و نتایج آن در جدول ۶ ملاحظه می‌شوند.

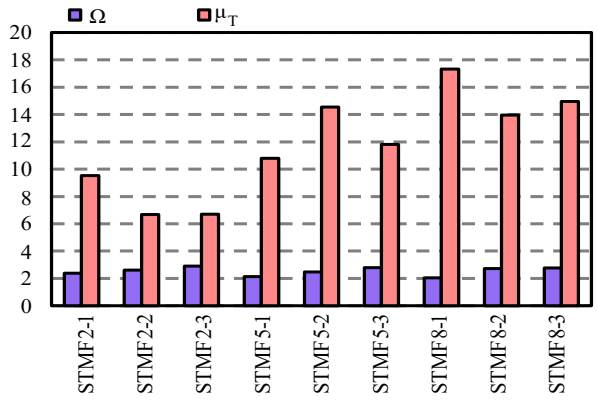
مقایسه‌ی نتایج نشان می‌دهد که برش پایه‌ی بیشینه با افزایش تعداد طبقات افزایش یافته و مقدار آن به‌طور قابل‌توجهی بیشتر از برش طراحی بوده است، که نشانگر کنترل طراحی براساس آیین‌نامه است. همچنین، تغییرمکان نهایی قاب‌ها نسبت به تغییرمکان تسلیم بیشتر بوده و با افزایش تعداد طبقات رشد کرده است، که بیانگر انعطاف‌پذیری مناسب سازه‌ها در برابر زلزله است. ضریب اضافه مقاومت در محدوده‌ی پیشنهادی آیین‌نامه قرار داشته و شکل‌پذیری در قاب‌های بلند افزایش یافته است، که حاکی از ظرفیت جذب انرژی مطلوب



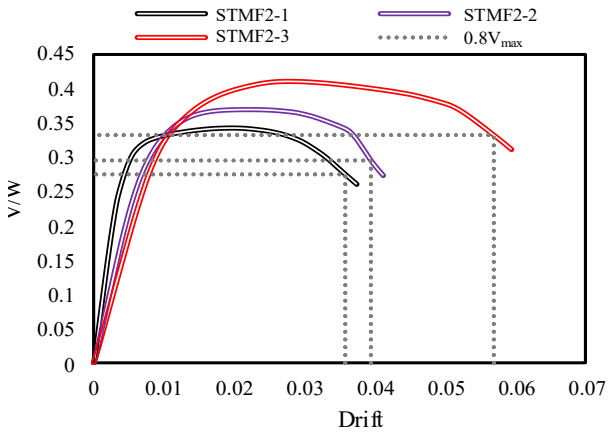
شکل ۹. مقایسه‌ی برش پایه‌ی بیشینه و طراحی قاب‌های مطالعه‌شده.



شکل ۱۰. مقایسه‌ی تغییرمکان نهایی و تسلیم قاب‌های مطالعه‌شده.



شکل ۱۱. مقایسه‌ی ضریب اضافه‌ی مقاومت و شکل‌پذیری قاب‌های مطالعه‌شده.



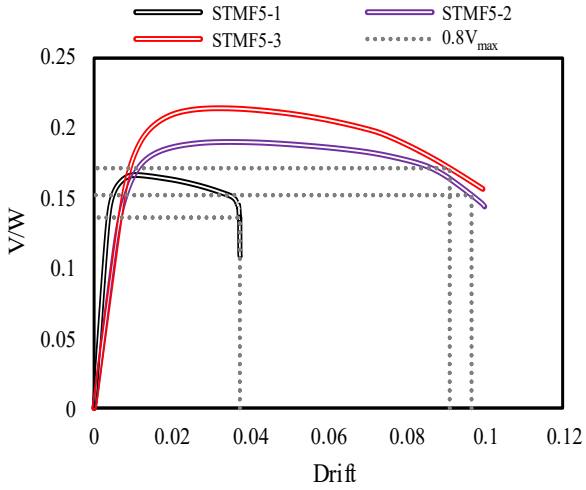
شکل ۱۲. منحنی‌های بارافزون قاب‌های دو طبقه.

جدول ۶. نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل بارافزون قاب‌های مطالعه‌شده.

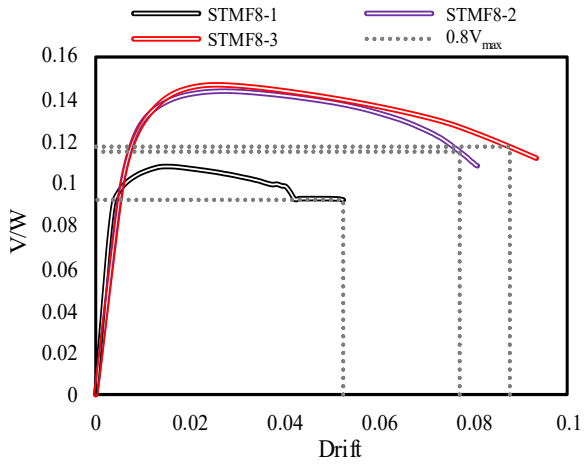
Frames	STMF 2-1	STMF 2-2	STMF 2-3	STMF 5-1	STMF 5-2	STMF 5-3	STMF 8-1	STMF 8-2	STMF 8-3
V_d (kN)	607	601	600	844	833	832	938	930	933
V_{max} (kN)	1450.51	1564.41	1738.51	1809.74	2066.30	2328.30	1906.50	2536.80	2589.50
$\delta_{y,eff}$ (cm)	3.0	4.7	6.8	6.9	13.3	15.4	9.7	17.7	18.8
δ_u (cm)	28.6	31.5	45.5	74.5	193.3	182.0	168.0	247.0	281.0
Ω	2.4	2.6	2.9	2.1	2.5	2.8	2.0	2.7	2.8
μ_T	9.5	6.7	6.7	10.8	14.5	11.8	17.3	14.0	14.9

جدول ۷. جزئیات شتاب‌نگاشت‌های 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



شکل ۱۳. منحنی‌های بارافزون قاب‌های پنج طبقه.



شکل ۱۴. منحنی‌های بارافزون قاب‌های هشت طبقه.

سازه‌هاست. همچنین، ضریب اضافه مقاومت در قاب‌های با چشمه‌های بیشتر افزایش یافته و به مقدار آیین‌نامه نزدیک‌تر شده است، که نشانگر بهبود عملکرد لرزه‌ای آن‌هاست.

به‌دلیل استفاده از روش مدل‌سازی فایبر برای مقاطع در OpenSees، رفتار سازه‌ها با دقت بیشتری شبیه‌سازی و آثار غیرخطی مصالح کاملاً در تحلیل‌ها لحاظ شده‌اند. از آنجایی که در روش مذکور، وقوع زوال رفتاری با تأخیر اتفاق می‌افتد و منحنی بارافزون در تغییرمکان‌های جانبی زیاد نزولی می‌شود، باعث افزایش شکل‌پذیری سازه‌ها می شود. در نتیجه، قاب‌ها مقادیر بالایی از ظرفیت جذب انرژی را به نمایش می‌گذارند؛ که ضریب شکل‌پذیری برای تمامی قاب‌ها هستند و بیانگر شکل‌پذیری زیاد سازه در ارتفاع‌های بیشتر است.

ضریب اضافه مقاومت به‌دست‌آمده برای قاب‌های مطالعه‌شده، مقادیر نزدیکی به یکدیگر را نشان می‌دهد؛ که میانگین آن‌ها مساوی ۲/۵ است؛ که به مقدار ارائه‌شده در آیین‌نامه‌ی ASCE ۷-۲۲ نزدیک است.

۶. تحلیل غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی

در مطالعه‌ی حاضر، تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی براساس ضوابط آیین‌نامه‌ی ASCE ۷-۲۲ و با هدف بررسی بیشینه‌ی تغییرمکان طبقات[21] و تغییرمکان پسماند[22] صورت گرفته و نتایج حاصل با مقادیر مجاز آیین‌نامه‌ای مقایسه شده‌اند. مطابق آیین‌نامه‌ی ASCE ۷-۲۲، مجموعه‌ای شامل دست‌کم ۱۱ جفت شتاب‌نگاشت حوزه‌ی دور FEMA مطابق جدول ۷، که دارای دو مؤلفه‌ی افقی هستند، به سازه‌ها اعمال شده است (در مجموع ۲۲ شتاب‌نگاشت). شتاب‌نگاشت‌های مذکور باید به گونه‌ای انتخاب شوند که مشخصات منبع زلزله با طیف هدف سازه تطابق داشته باشند. به همین منظور شتاب‌نگاشت‌ها با طیف هدف دارای احتمال فراگذشت ۲٪ در بازه‌ی ۵۰ ساله، مقیاس شده‌اند. این مقیاس‌سازی با بهره‌گیری از روش مقیاس‌سازی دامنه‌ای انجام گرفته و بازه‌ی تناوبی از ۰/۲ تا ۱/۵ برابر دوره‌ی تناوب را پوشش داده است؛ به‌طوری که مقدار 2T بیانگر دوره‌ی تناوبی است که در آن دست‌کم ۹۰٪ از جرم انتقالی سازه در ارتعاش‌ها مشارکت داشته است.

[21] Maximum story drift

[22] Residual drift

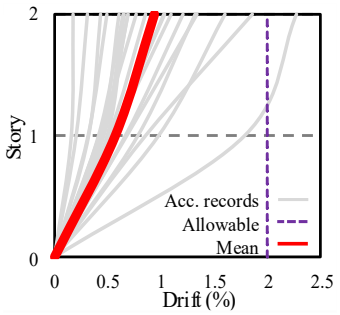
مقدار تغییرمکان‌های جانبی باید به این صورت باشد که مقدار متوسط تغییرمکان طبقات حاصل از شتاب‌نگاشت‌ها، کمتر از دو برابر مقدار مجاز ۲٪ باشد. همچنین بیشینه‌ی تغییرمکان طبقات، کمتر از ۱/۵ برابر مقدار مجاز متوسط تغییرمکان طبقات باشد. به‌عبارت دیگر، مقدار متوسط تغییرمکان طبقات و بیشینه‌ی تغییرمکان طبقات به ترتیب کمتر از ۴ و ۶ درصد باشد.

برای سازه‌های بلندتر از ۷۳ متر، تغییرمکان پسماند طبقات باید کمتر از ۱/۵٪ و میانگین تغییرمکان پسماند حاصل از شتاب‌نگاشت‌ها کمتر از ۱٪ باشد.

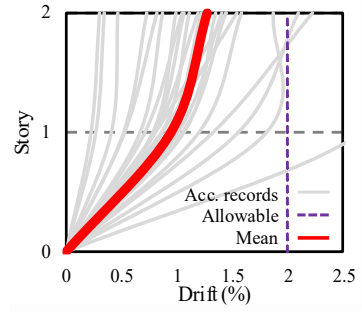
مطابق شکل‌های ۱۵ الی ۳۲، مقادیر تغییرمکان طبقات و تغییرمکان پسماند برای قاب‌ها استخراج و با مقادیر مجاز آیین‌نامه‌ای مقایسه شده و نتایج نشان داده است که قاب‌ها در محدوده‌ی مجاز بوده‌اند و عدم‌پذیرشی مشاهده نشده است و معیارهای آیین‌نامه‌ی ASCE 7-22 را برآورده می‌کنند. در واقع، قاب‌های با بخش ویژه‌ی چندچشمه‌ای، شکل‌پذیری بیشتری داشته و حدود ۳۰ تا ۴۰ درصد، تغییرمکان بیشتری نسبت به قاب‌های تک‌چشمه‌ای از خود نشان داده‌اند.

۷. نتیجه‌گیری

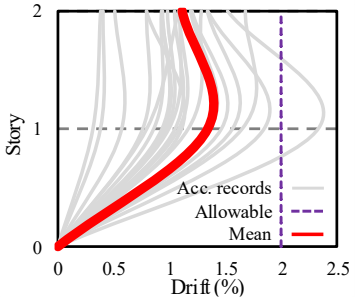
در نوشتار حاضر، با مدل‌سازی و طراحی قاب‌های STMF بخش ویژه‌ی ویراندیل در ETABS و انجام تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی و بارافزون در OpenSees، این نتایج به‌دست آمده است:



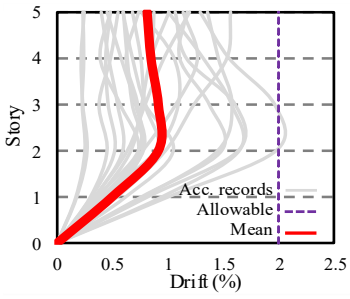
شکل ۱۵. تغییرمکان بیشینه‌ی طبقات STMF۲-۱.



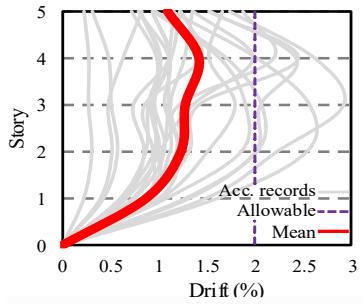
شکل ۱۶. تغییرمکان بیشینه‌ی طبقات STMF۲-۲.



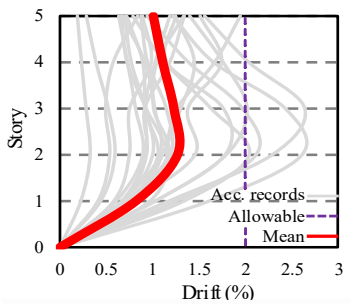
شکل ۱۷. تغییرمکان بیشینه‌ی طبقات STMF۲-۳.



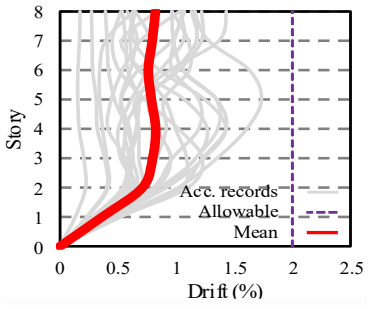
شکل ۱۸. تغییرمکان بیشینه‌ی طبقات STMF۵-۱.



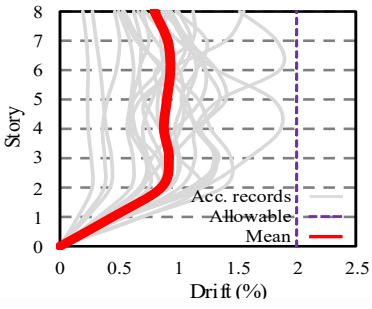
شکل ۱۹. تغییرمکان بیشینه‌ی طبقات STMF۵-۲.



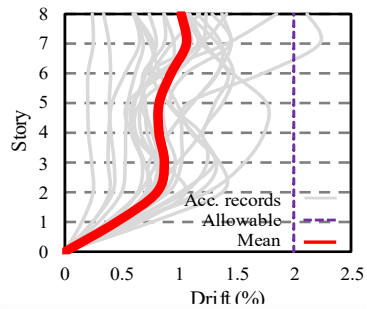
شکل ۲۰. تغییرمکان بیشینه‌ی طبقات STMF۵-۳.



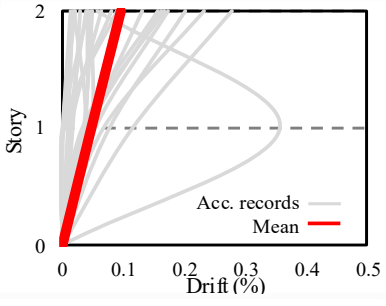
شکل ۲۱. تغییرمکان بیشینه‌ی طبقات STMF.۸-۱.



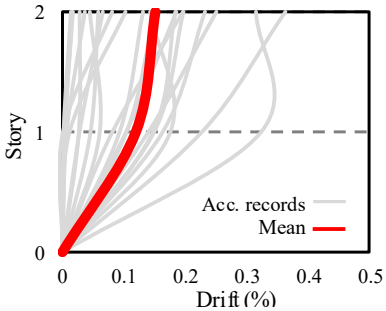
شکل ۲۲. تغییرمکان بیشینه‌ی طبقات STMF۸-۲.



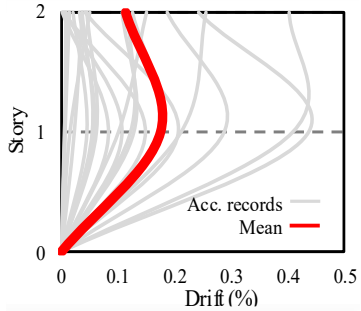
شکل ۲۳. تغییرمکان بیشینه‌ی طبقات STMF۸-۳.



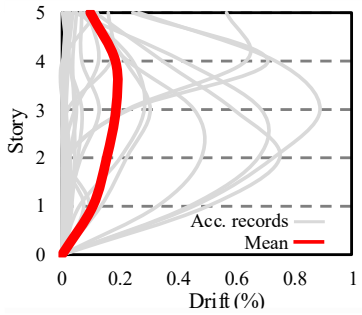
شکل ۲۴. تغییرمکان پسماند STMF۲-۱.



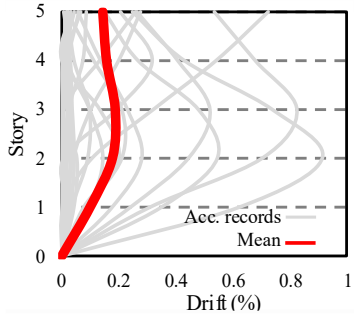
شکل ۲۵. تغییرمکان پسماند STMF۲-۲.



شکل ۲۶. تغییرمکان پسماند STMF۲-۳.

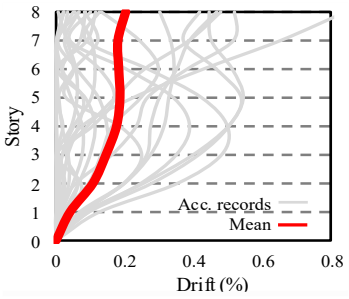


شکل ۲۷. تغییرمکان پسماند۱-STMF۵

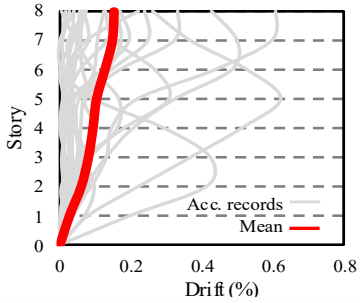


شکل ۲۸. تغییرمکان پسماند ۲-STMF۵

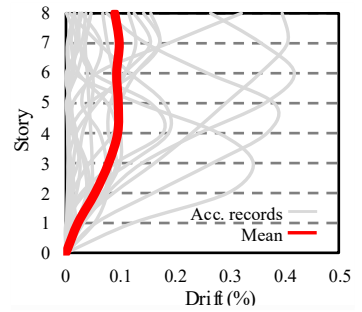
شکل ۲۹. تغییرمکان پسماند ۳-STMF۵



شکل ۳۰. تغییرمکان پسماند۱-STMF۸



شکل ۳۱. تغییرمکان پسماند ۲-STMF۸



شکل ۳۲. تغییرمکان پسماند ۳-STMF۸

به‌دلیل استفاده از روش مدل‌سازی فایبر در OpenSees، رفتار غیرخطی مصالح به بهترین شکل شبیه‌سازی شده است، اما تأخیر در وقوع زوال رفتاری، شکل‌پذیری و جذب انرژی بالای سازه‌ها را نشان می‌دهد.

۲- ضرایب اضافه مقاومت به‌دست‌آمده برای قاب‌ها با آیین‌نامه‌ی ASCE ۷-۲۲ مقایسه و میانگین مقادیر مذکور، ۲/۵ به‌دست آمده است، که به مقدار ۳ پیشنهادی آیین‌نامه نزدیک است.

۳- در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی، تغییرمکان طبقات و تغییرمکان پسماند بررسی شده و قاب‌ها عملکرد لرزه‌ای خوبی نشان داده‌اند و عدم پذیرشی در رفتار لرزه‌ای در قاب‌ها مشاهده نشده است. میانگین تغییرمکان طبقات کمتر از ۲٪ و میانگین تغییرمکان پسماند حدود ۰/۱۵٪ بوده است، که در محدوده‌ی مجاز آیین‌نامه است.

۴- در بخش طراحی، افزایش تعداد چشمه‌ها در بخش ویژه منجر به کاهش آهن مصرفی شده و نتایج طراحی نشان داده است که در قاب‌های با بخش ویژه‌ی دو و سه چشمه‌ای نسبت به تک‌چشمه‌ای، مقدار آهن مصرفی، حدود ۳۰٪ کاهش یافته است؛ زیرا افزایش طول بخش ویژه باعث کاهش مقاومت برشی موردانتظار برای اعضاء خارج بخش ویژه شده است؛ و مقاطع خارج بخش، سبک‌تر انتخاب شده‌اند.

۵- با توجه به اینکه هر چه طول بخش ویژه کمتر باشد، مقاطع سنگین‌تری برای اعضاء خارج بخش ویژه انتخاب می‌شوند.؛ این موضوع باعث افزایش سختی نسبت به سایر قاب‌ها می‌شود. در نتیجه، قاب‌های با بخش ویژه‌ی دو و سه چشمه‌ای نسبت به تک‌چشمه‌ای، سختی جانبی کمتری دارند و تغییرمکان آن‌ها حدود ۳۰ تا ۴۰ درصد بیشتر از حالت تک‌چشمه‌ای است.

۶- نتایج کلی پژوهش حاضر نشان داده است که سیستم STMF با بخش ویژه‌ی ویراندیل، قابلیت مناسبی برای مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای از خود نشان داده و عملکرد مطلوبی در شرایط مختلف داشته است. همچنین می‌توان با افزایش تعداد چشمه‌های بخش ویژه، از یک سازه‌ی مناسب و اقتصادی در طراحی سازه‌های با دهانه‌های بزرگ استفاده کرد.

References- منابع

1. Itani, A. M., & Goel, S. C., 1991. Earthquake resistance of open web framing systems. Department of Civil Engineering, University of Michigan.
2. American Institute of Steel Construction (AISC), 1997. Seismic provisions for structural steel buildings. 1st ed. Chicago.
3. Basha, H. S., & Goel, S. C., 1994. Seismic-resistant truss moment frames with ductile vierendeel segment. University of Michigan.
4. Goel, S. C., & Itani, A. M., 1994. Seismic-resistant special trussmoment frames. *Journal of Structural Engineering, 120(6)*,pp. 1781–1797.

5. 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.

6. Chao, S.-H., & Goel, S. C., 2008. Performance-based plastic design of special truss moment frames. *Engineering Journal, 45(2),* pp. 127–150. https://www.researchgate.net/publication/255600732.

7. 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.

8. 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.

9. Jiansinlapadamrong, C., Park, K., Hooper, J., & Chao, S. H., 2019. Seismic design and performance evaluation of long-span special truss moment frames. *Journal of StructuralEngineering, 145(7),* pp.04019053. https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002340.

10. American Institute of Steel Construction (AISC). AISC 341–10: Seismic provisions for structural steel buildings. AISC; 2010.

11. 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.

12. Kumar, R., & Sahoo, D. R., 2021. Seismic fragility of steel special truss moment frames with multiple ductile vierendeel panels. *Soil Dynamics and EarthquakeEngineering, 143,*pp.106603. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106603.

13. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2022. ASCE7-22: Minimum design loads for buildings and other structures.

14. American Institute of Steel Construction (AISC), 2022. AISC 341–22: Seismic provisions for structural steel buildings.

15. American Institute of Steel Construction (AISC), 2022. AISC 360–22: Specification for Structural Steel Buildings.

16. 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. https://www.researchgate.net/publication/289588405.

17. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2009. Quantification of seismic performance factors. FEMA P695. Applied Technology Council.

18. 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.

19. 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.

20. 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.

21. 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.

22. AISC. AISC 341–05: Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago: AISC; 2005.

23. AISC, 2016. Specification for structural steel buildings. Chicago.

24. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2016. ASCE7-16: Minimum design loads for buildings and other structures.

25. ASCE/SEI, 2012. ASCE 41–12: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings.

26. OpenSees, 1999. Open System for Earthquake Engineering Simulation Computer software. Berkeley CA, Pacific Earthquake Engineering Research Centre, Univ. of Berkeley.

27. 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.

28. 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.

29. 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.

30. ETABS, 2022. Structural software for building analysis and design. Berkeley, California, USA: Computers and 876 Structures, Inc.

31. Rousta, A. M., Shoja, S., & Amin Safaei Ardakani, M., 2023. Investigating cyclic and pushover performance of different metallic yielding dampers. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering, 11(3)*,pp. 122-143. https://doi.org/10.22075/JRCE.2022.26848.1639.

32 Rousta, A. M., 2023. Seismic retrofitting of steel moment-resisting frames (SMRFs) using steel pipe dampers. *Structural Engineering and Mechanics, An Int'l Journal*, *87*(1), pp. 69-84. https://doi.org/10.12989/sem.2023.87.1.069.

33. Rousta, A. L. I., Amin Safaei Ardakani, M., & Shoja, S., 2022. 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/10.22065/JSCE.2021.270979.2352.

34. 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. *Structures 2025;71*, pp. 108172. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.108172.

این صفحه عمداً خالی گذاشته شده است.