

The Optimal Percentage of Shape Memory Alloy in Steel Structures Equipped with Buckling Restrained Brace (BRB) under Successive Earthquakes

Daniyal Saberi¹ and Elham Rajabi^{2*} 

1. MSc Student, Qualitative and Quantitative Analysis of Fluids and Environmental Research Group, Department of Civil Engineering, Tafresh University, 39518-79611 Tafresh, Iran.
2. Assistant Professor, Qualitative and Quantitative Analysis of Fluids and Environmental Research Group, Department of Civil Engineering, Tafresh University, 39518-79611 Tafresh, Iran.

Abstract

In the seismic active areas, strong ground motions usually consist of the numerous successive shocks (Foreshock-mainshock or mainshock-aftershock), which have the significant potential to increase the structural response and cumulative damage. This phenomenon (as called seismic sequence) can affect on the behavior of structures, control the seismic performance of buildings. Multiple earthquakes which have been recorded in all parts of the world are proven that the structures located in the mentioned areas are not only experienced a single event, but also, they withstand a series of shocks. Due to the high importance of consecutive earthquakes, application of buckling restrained braces (BRB) and shape memory alloy (SMA) materials as smart materials in engineering sciences in the past decades, this paper tries to evaluate the seismic performance of steel frames equipped with buckling restrained brace by determination of the optimal percentage of shape memory alloy under successive earthquakes. Because SMA has unique advantages and characteristics such as no need to replace after an earthquake, high resistance to corrosion and fatigue, the ability to absorb high energy, the ability to return to the original state by applying temperature, tolerating strain up to about 10% without leaving residual strain after an earthquake, and tolerating multiple cycles of loading and unloading, various applications can be found separately and combined in controlling the behavior of structures. It should be noted that despite the high damage potential of successive earthquakes, they are neglected in the seismic codes and design earthquake is still proposed without successive shocks.

Hence, the acceptance of new methods for improving the seismic performance of structures under consecutive shocks seems necessary by the engineering community. Therefore, in this regard, 4 and 7 story steel frames with diagonal buckling restrained braces representing short and mid-rise structures were designed based on Iranian codes in ETABS software and then implemented in OpenSees software. After selecting the reference model, the performance of the studied models is verified for the linear and non-linear region through comparison of periods and pushover curve of reference and implemented model. In the following, different percentages of shape memory alloys including 20, 40, 60, 80 and 100% for the 4 story steel frames and 5, 10, 15, 20 and 25% for 7 story steel structure has been considered. The studied models are analyzed with/without shape memory alloys under seismic scenarios with and without seismic sequence in OpenSees software. For this purpose, critical successive shocks are selected based on effective peak acceleration (EPA) from PEER center. For compatibility aspects between the seismic analysis and seismic design, the selected records should be scaled by designing spectrum for each fundamental period of studied structure in order to have identical spectral acceleration. The results of nonlinear dynamic analysis show that with the increase in the percentage of shape memory alloy in the 4-story steel frame, the response ratio of steel frames under single and consecutive earthquakes increased, but in the 7-story steel frame, it almost decreased, and this reduction is better felt in the higher stories under the single earthquake. Finally, the optimal percentage of shape memory alloy among the selected percentages in the present study is suggested to be 20% for 4 story steel frame and 15% for 7 story steel frame.

Review History

Received: Apr 03, 2024

Revised: May 05, 2024

Accepted: Aug 13, 2024

Keywords

Buckling Restrained Brace
Shape Memory Alloys
Seismic Sequence
Steel Structures

* Corresponding Author Email: rajabi@tafreshu.ac.ir - ORCID: 0000-0003-1384-1792



تعیین درصد بهینه آلیاژ حافظه‌دار شکلی در سازه‌های فولادی مجهز به مهاربند کمانش تاب تحت زلزله‌های متوالی بحرانی

دانیال صابری^۱، الهام رجبی^۲ 

۱. دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه پژوهشی تحلیل کمی و کیفی سیالات و محیط زیست، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران.
۲. استادیار، گروه پژوهشی تحلیل کمی و کیفی سیالات و محیط زیست، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

نظر به پتانسیل بالای خسارت‌زایی زلزله‌های متوالی، نادیده گرفته شدن این زلزله‌ها در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای و استقبال جامعه مهندسين از روش‌های نوین بهبود عملکرد لرزه‌ای، این مطالعه به بررسی اثر آلیاژ حافظه‌دار شکلی در سازه‌های فولادی مجهز به مهاربند کمانش تاب جهت تعیین درصد بهینه آن تحت زلزله‌های متوالی می‌باشد. لذا در این راستا قاب‌های ساده فولادی ۴ و ۷ طبقه با مهاربند قطری کمانش تاب نماینده سازه‌های کوتاه مرتبه و میان مرتبه براساس ضوابط آیین‌نامه‌های کشور ایران در نرم افزار ETABS طراحی و سپس در نرم افزار OpenSees پیاده‌سازی شدند. بعد از صحت‌سنجی عملکرد مدل‌های مورد مطالعه در محدوده خطی و غیرخطی، با لحاظ نمودن درصدهای مختلف آلیاژهای حافظه‌دار شکلی شامل ۲۰، ۴۰، ۶۰، ۸۰ و ۱۰۰ درصد در قاب فولادی ۴ طبقه و ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ درصد در قاب فولادی ۷ طبقه، تحت سناریوهای لرزه‌ای با و بدون توالی لرزه‌ای بررسی شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش درصد آلیاژ حافظه‌دار شکلی در قاب فولادی ۴ طبقه پاسخ نسبت تغییر مکان طبقات در دو حالت لرزه منفرد و متوالی افزایش یافته، اما در قاب فولادی ۷ طبقه تقریباً کاهش یافته و این کاهش در طبقات بالاتر تحت لرزه منفرد بهتر احساس می‌شود. در نهایت درصد بهینه آلیاژ حافظه‌دار شکلی از میان درصدهای انتخابی در مطالعه حاضر برای قاب فولادی ۴ طبقه ۲۰ درصد و برای قاب فولادی ۷ طبقه ۱۵ درصد پیشنهاد می‌شود.

کلمات کلیدی

مهاربند کمانش تاب
آلیاژهای حافظه‌دار شکلی
توالی لرزه‌ای
سازه‌های فولادی

۱- مقدمه

مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی به عنوان مصالح هوشمند در علوم مهندسی در دهه‌های گذشته، که دارای مزایا و ویژگی‌های منحصر به فردی از جمله عدم نیاز به تعویض پس از زلزله، مقاومت بالا در برابر خوردگی و خستگی، قابلیت جذب انرژی بالا، قابلیت بازگشت به حالت اولیه بوسیله اعمال دما، تحمل کرنش تا حدود ۱۰ درصد بدون باقی گذاشتن کرنش پسماند پس از زلزله و تحمل چرخه‌های متعدد بارگذاری و باربرداری می‌باشد، کاربردهای مختلفی به صورت مجزا و ترکیبی در کنترل رفتار سازه‌ها پیدا کرده‌اند. پژوهش‌های انجام شده در

در مناطق زلزله‌خیز وقوع زلزله‌های قوی بویژه زلزله‌های متوالی شامل لرزه نخست- لرزه دوم متوالی، که دارای پتانسیل افزایش پاسخ‌های سازه می‌باشد، باعث بررسی و کنترل رفتار لرزه‌ای سازه‌ها شده است. سوابق لرزه‌ای در اقصی نقاط دنیا ثابت کرده است که سازه‌های واقع شده در مناطق مذکور تحت یک رویداد لرزه‌ای قرار ندارند، بلکه تحت توالی لرزه‌ای متشکل از زلزله اصلی و لرزه دوم می‌باشند. با توجه به پیشرفت و کاربرد مهاربندهای کمانش تاب و

* رایانامه نویسنده مسئول: rajabi@tafreshu.ac.ir :ORCID :0000-0003-1384-1792

کپی‌رایت © ۲۰۲۵، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، بازنشر و بازآفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازسازی نمایید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.



رابطه با عملکرد لرزه‌ای سازه‌های فولادی مجهز به مهاربند کمانش‌تاب و آلیاژ حافظه‌دار شکلی برخی صرفاً به صورت مدل‌سازی نرم‌افزاری و برخی دیگر علاوه بر مدل‌سازی نرم‌افزاری، به صورت آزمایشگاهی نیز می‌باشند و نتایج بدست آمده مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته شده‌اند. زلزله‌های متوالی پتانسیل بالایی برای افزایش تغییرشکل نسبی بین طبقات، تغییرشکل نسبی پسماند، شاخص خسارت و عامل شکل‌پذیری کلی قاب‌های مجهز به مهاربند کمانش‌تاب را دارد و همچنین شتاب طیفی لرزه دوم دنبال کننده لرزه نخست در مقایسه با زلزله منفرد به طور قابل توجهی بر عملکرد قاب مجهز به مهاربند کمانش‌تاب تحت زلزله متوالی تأثیر می‌گذارد [1]. در سال ۲۰۲۱ قاب فولادی مجهز به مهاربند کمانش‌تاب با ناحیه شکل‌پذیر (فیوز) بررسی شده که از قابلیت اتلاف انرژی مناسبی برخوردار بوده و می‌تواند مسئله شکست مفاصل جوش داده شده بین مهاربند کمانش‌تاب و قاب فولادی بعد از لرزه دوم را برطرف نماید [2]. در سال ۲۰۱۹ بررسی رفتار لرزه‌ای قاب فولادی مختلط شامل قاب‌های با مهاربند کمانش‌تاب به صورت محیطی و قاب‌های خمشی به صورت داخلی با خروج از مرکزیت طبیعی تک محوری تحت تحریک لرزه‌ای حوزه دور، نشان داده است که خروج از مرکزیت بر رابطه میان مقادیر متوسط شکل‌پذیری و ضریب رفتار قاب‌های مختلط خمشی و مهاربند کمانش‌تاب، به طور قابل ملاحظه‌ای بی تأثیر می‌باشد [3]. دو مشکل اصلی برای سازه‌های فولادی با مقاومت بالا در طراحی لرزه‌ای، ظرفیت اتلاف کم انرژی و سختی جانبی کم می‌باشد، نتایج مطالعه عملکرد لرزه‌ای سازه‌های ترکیبی از قاب‌های فولادی با مقاومت بالا و مهاربند کمانش‌تاب در سال ۲۰۲۱، عملکرد انعطاف‌پذیر کلی نمونه‌ها با سختی الاستیک بالا، شکل‌پذیری قابل توجه و ظرفیت اتلاف انرژی عالی را نشان داده است [4]. بررسی تجربی عملکرد لرزه‌ای قاب مجهز به مهاربند کمانش‌تاب متشکل از اتصالات مقطع تیر کاهش یافته (RBS)^۱ در سال ۲۰۲۲، نشان داده است که بخش‌های کاهش یافته مقطع تیر در انتهای تیر به طور مؤثری از اتصالات تیر به ستون محافظت می‌کند و همچنین حداکثر تغییرشکل نسبی بام قبل از شکست توسط ظرفیت چرخشی اتصالات تیر-ستون و عملکرد پایداری مهاربند کمانش‌تاب اداره می‌شود [5]. در سال ۲۰۲۰ مطالعه تجربی و عددی در خصوص اثرات فولاد و فاصله هسته از بدنه بر رفتار مهاربندهای کمانش‌تاب نشان داد که در

مقایسه با مهاربند ساخته شده از فولاد ST37، استفاده از فولاد ST37-n منجر به کاهش ۳۲ درصدی استحکام کششی و فشاری مهاربند می‌گردد [6]. مطالعه‌ای در سال ۲۰۱۸ نشان داده است که قاب‌های مجهز به مهاربند کمانش‌تاب مستعد تغییرشکل‌های پسماند در مواجهه با زمین‌لرزه‌ها هستند که آنها را در برابر حوادث لرزه دوم آسیب‌پذیر می‌سازد و ظرفیت فروپاشی این قاب‌ها را تحت لرزه دوم به شدت تشدید می‌کند. به ویژه زمانی که سازه در طول لرزه نخست، تغییرشکل‌های نسبی پسماند بزرگ را تحمل کند [7]. در مناطق زلزله‌خیز اگر چه سازه‌ها معمولاً در معرض توالی لرزه نخست-لرزه‌های دوم قرار می‌گیرند، اغلب زمانی برای تعمیر یا مقاوم‌سازی بین رویدادها باقی نمی‌ماند. تجمع تقاضای شکل‌پذیری و یا تغییرشکل‌های نسبی پسماند القاء شده توسط لرزه نخست می‌تواند در عملکرد سازه در حین لرزه دوم تأثیر گذارد. در سال ۲۰۱۹ روش طرح بهینه برای سیستم‌های دوگانه فولادی که در آن قاب‌های مجهز به مهاربند کمانش‌تاب با قاب‌های خمشی ترکیب شده و ظرفیت مهاربند کمانش‌تاب تحت تأثیر زلزله‌های چندگانه باعث تجمع کرنش‌های پلاستیک در داخل سیستم گردیده، با این حال نتایج مقدماتی هنگام بررسی توالی لرزه نخست-لرزه دوم، به طور قابل توجهی تقاضاهای شکل‌پذیری تجمعی ناشی از لرزه‌های متوالی را در مهاربند کمانش‌تاب افزایش ندادند [8]. در سال ۲۰۲۰ ارزیابی تقاضای پاسخ تغییرشکل نسبی قاب‌های مجهز به مهاربند کمانش‌تاب تحت عملکرد ترکیبی از لرزه نخست و زمین‌لرزه‌های ثانویه متوالی برای یک قاب ۶ طبقه انجام شده است و نتایج آن نشان‌دهنده افزایش تقاضای پاسخ تغییرشکل نسبی بین طبقه و پسماند تحت زمین لرزه‌های ثانویه متوالی نیز می‌باشد [9]. در سال ۲۰۲۲ رفتار لرزه‌ای و توسعه منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مهاربندی شده و اگر تحت اثر زلزله‌های متوالی مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج بیانگر مقاومت بالا و ظرفیت باربری مناسب قاب‌های مهاربندی شده و اگر تحت زلزله‌های چندگانه می‌باشد که قادر به دست‌یابی به سطوح بالای عملکردی می‌باشند [10]. در مطالعه‌ای در سال ۲۰۲۰ نتایج تحلیل یک قاب ۹ طبقه فولادی مجهز به مهاربند کمانش‌تاب با آلیاژ حافظه‌دار شکلی براساس SC-BRBs^۲ تحت حرکات زمین لرزه‌ای نزدیک به گسل با درصدهای مختلف از آلیاژهای حافظه‌دار شکلی، قابلیت تمرکز مجدد بهتر را با افزایش اندک تغییرشکل نسبی بین طبقه نشان داده است

² Self Centering-Buckling Restrained Brace¹ Reduced Beam Section

[11]. در سال ۲۰۲۲ عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مجهز به مهاربند کمانش‌تاب خود محور در معرض توالی لرزه‌ای، لرزه نخست-لرزه دوم تجزیه و تحلیل شده است، که به خاطر منحنی هیسترتیک پرچم شکل اعضای مهاربند کمانش‌تاب خود محور، مقدار زیادی از انرژی در حین حرکت اتلاف شده، تغییرشکل پسماند سازه‌ای را کاهش داده و لرزه دوم رخ داده بعد از لرزه نخست خسارت و پاسخ‌های لرزه‌ای سازه را افزایش داده است [12]. در سال ۲۰۱۹ رفتار ۲ قاب فولادی با تعداد طبقات متفاوت (۴ و ۸ طبقه) در معرض زلزله‌های مختلف تحت تحلیل تاریخیچه زمانی و دینامیکی افزایشی قرار گرفته‌اند. نتایج نشان داده است که استفاده BRB^۱ ساخته شده از ترکیب فولاد و SMA^۲ شکل‌پذیری سازه را افزایش داده و جابه‌جایی‌های پسماند سازه را کاهش می‌دهد [13]. در سال ۲۰۲۲ به منظور بهبود رفتار لرزه‌ای از قاب‌های فولادی با مهاربندهای همگرا مجهز به آلیاژ حافظه‌دار شکلی و مهاربندهای کمانش‌تاب، سه قاب ۴، ۸ و ۱۴ طبقه با مهاربند شورون (V معکوس) در نظر گرفته شده است. تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار Opensees انجام شده است. پاسخ دینامیکی قاب‌های با مهاربندهای کمانش‌تاب و آلیاژ حافظه‌دار شکلی مقایسه شده‌اند. نتایج نشان داده است که مهاربندهای کمانش‌تاب و آلیاژ حافظه‌دار شکلی اتلاف انرژی در ناحیه غیرخطی را فراهم کرده است و می‌تواند حداکثر تغییرشکل نسبی بین طبقه را کاهش دهد، همچنین مقایسه این سیستم‌های مهاربندی آشکار کرده که پیاده‌سازی SMA در مهاربندها منجر به کاهش جابجایی دائمی سازه‌ها به دلیل خاصیت ارتجاعی از سیستم مهاربندی SMA شده و اتلاف انرژی از سازه‌ها با سیستم مهاربندی BRB نسبت به سازه‌های با سیستم مهاربندی SMA بزرگ‌تر می‌باشد [14].

در سال ۲۰۲۳ رفتار یک قاب یک طبقه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب ساخته شده از آلیاژ حافظه‌دار شکلی زمانی که در معرض مواد منفجره قرار گرفته، بررسی شده است. نتایج تحلیل نشان داده که افزایش مقدار مواد انفجاری، جابه‌جایی و تنش در نمونه‌ها را افزایش داده است و با ترکیب آلیاژ حافظه‌دار شکلی در نمونه‌ها بویژه مقادیر کمتر مواد انفجاری، امکان بازیابی (بازسازی) به وضعیت اولیه تا حدی انجام شده و در نتیجه کاهش شدت آسیب بر آن تحمیل شده است. حتی با مقادیر بالاتر مواد انفجاری،

یک سطح قابل توجه از بازیابی و به حداقل رساندن بیشتر آسیب‌های سازه‌ای قابل دستیابی است [15]. در سال ۲۰۲۴ یک اتصال قاب فولادی خودمحور مجهز به صفحات و واشرهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی از طریق آزمایش‌های بارگذاری چرخه‌ای شبه‌استاتیکی مورد بررسی قرار گرفته و رفتار خود محورانه نسبتاً رضایت‌بخشی مشاهده شده است. براساس مدل ساده شده اجزاء محدود، یک قاب ۶ طبقه فولادی هیبریدی خود محور در ناحیه اتصال در نظر گرفته شده است. سپس از سه نوع آلیاژ حافظه‌دار شکلی در ناحیه اتصال استفاده شده و مقایسه با قاب فولادی با اتصال معمولی مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی نشان داده که قاب هیبریدی خود محور تغییرشکل‌های پسماند ناچیز را حتی زمانی که عمل غیر ارتجاعی در ستون‌ها اتفاق افتاده دارد. خصوصیات مصالح آلیاژ حافظه‌دار، تأثیرات مختلف در عملکرد لرزه‌ای از قاب هیبریدی خود محور داشته، به گونه‌ای که تغییرشکل پسماند افزایش یافته از صفحات SMA یک تأثیر حداقلی در پاسخ دینامیکی سازه دارد، در حالیکه کاهش مدول SMA به طور قابل ملاحظه‌ای پاسخ دینامیکی قاب فولادی هیبریدی خود محور را افزایش داده است. در نهایت قاب اولیه مجهز به اتصالات معمولی حساسیت بیشتری به توالی لرزه نخست-لرزه دوم در مقایسه با قاب مجهز به صفحات SMA دارد [16]. در سال ۲۰۲۳ مطالعه‌ای با هدف ارزیابی شکل‌پذیری و ضریب اصلاح پاسخ قاب‌های دیوار برشی صفحه فولادی (SPSW) با و بدون آلیاژ حافظه‌دار شکل Ni-Ti صورت پذیرفته است. نتایج این مطالعه حاکی از آن است که بهبود ویژگی‌های حافظه شکل آلیاژها می‌تواند تا حد زیادی شکل‌پذیری و ضریب اصلاح پاسخ را افزایش دهد [17]. در سال ۲۰۲۱ یک مهاربند کمانش‌تاب جدید که در آن یک غلاف تمام فولادی در غلاف BRB ترکیب شده از یک هسته ترکیبی (در یک مورد ترکیب SMA و مصالح دیگر) با طول کوتاه که به صورت سری به یک عضو مقاوم بدون تسلیم متصل شده، پیشنهاد شده است. سپس پاسخ کلی از نمونه اولیه قاب‌های مجهز به مهاربند کمانش‌تاب شامل مهاربندهای متعارف و پیشنهاد شده از طریق تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی و پوش‌آور ارزیابی شدند. نتایج تحلیل، کارایی قابل توجه از مهاربندهای پیشنهاد شده برای کاهش تغییر مکان نسبی بین طبقه و به ویژه تغییر مکان نسبی پسماند در قاب‌های

¹ Buckling Restrained Brace

² Shape Memory Alloy

مرتبه)، طراحی و عملکرد لرزه‌ای آنها بررسی شده و صحت‌سنجی انجام شده است. سپس با افزودن درصدهای مختلف آلیاژ حافظه‌دار شکلی در سازه‌های مذکور تحت سناریوهای لرزه‌ای منفرد (لرزه نخست) و متوالی (لرزه نخست-لرزه دوم) در تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفته و براساس نتایج مربوط به پاسخ حداکثر تغییرشکل نسبی بین طبقه و جابه‌جایی تجمعی پسماند، به تعیین درصد بهینه آلیاژ حافظه‌دار شکلی پرداخته شده است.

مجهز به مهاربند کماتش‌تاب را تعیین نمود [18]. با توجه به مطالب فوق، نظر به نادیده گرفته شدن زلزله‌های متوالی در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای علیرغم پتانسیل بالای خسارت‌زایی و استقبال جامعه مهندسين از روش‌های نوین بهبود عملکرد لرزه‌ای، این مقاله به بررسی اثر آلیاژ حافظه‌دار شکلی در سازه‌های فولادی مجهز به مهاربند کماتش‌تاب جهت تعیین درصد بهینه آن تحت زلزله‌های متوالی پرداخته است. در این راستا مطابق شکل (۱) ابتدا سازه‌های فولادی مجهز به مهاربند کماتش‌تاب (سازه کوتاه و میان

شکل ۱. فلوچارت روند مطالعه پیش‌رو جهت تعیین درصد بهینه آلیاژ حافظه‌دار شکلی در سازه‌های فولادی مجهز به مهاربند کماتش‌تاب

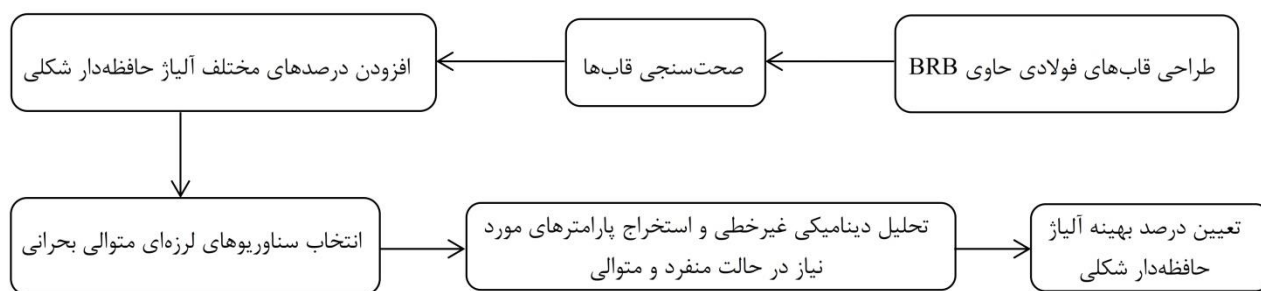


Fig. 1. The Flowchart of this study to determine the optimal percentage of SMA in Steel Structures Equipped with BRB

شتاب ثقل ۰/۳۵، خاک نوع ۳ و ضریب اهمیت سازه ۱، و ضریب رفتار برابر ۷ در نظر گرفته شده است. به منظور پیاده‌سازی قاب‌های دو بُعدی مورد نظر ابتدا تمام گره‌های موجود در مدل‌ها در نرم‌افزار OpenSees تعریف شده و المان‌های تیر و ستون و مهاربندهای کماتش‌تاب در بین آنها ایجاد شده‌اند. فولاد گرید ۵۰ با مصالح Steel02 و نسبت سخت‌شوندگی کرنشی برابر ۰/۰۰۵ مدلسازی شده و در تحلیل استاتیکی غیرخطی به تمامی تیرها و ستون‌ها و مهاربندهای کماتش‌تاب اختصاص داده شده است. همچنین براساس مطالعه ترمبلی و همکاران در سال ۲۰۰۶ [19]، در تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی برای مهاربند از مصالح Steel02 با نسبت سخت‌شدگی کرنشی برابر ۰/۰۰۸ استفاده شده است. المان تیر-ستون غیرخطی^۱ برای تیرها و ستون‌ها اختصاص داده شده و به گونه‌ای می‌باشد که توزیع گسترده پلاستیسیته در طول المان را در نظر می‌گیرد.

علاوه بر این المان‌های تراس چرخشی^۲ برای مهاربندهای کماتش‌تاب در نظر گرفته شدند. اتصال مفصلی با استفاده از عضو

۲- مدلسازی

در این مطالعه، به عنوان گام نخست ساختمان مسکونی فولادی ۴ طبقه با الهام گرفتن از مطالعه هویدایی و رادپور در سال ۲۰۲۰ [1] و ۷ طبقه مطابق شکل (۲) به عنوان تعداد طبقات رایج در کشور ایران، با سیستم سقف عرشه فولادی کامپوزیت، مجهز به سیستم باربر جانبی مهاربند کماتش‌تاب با چیدمان قطری در تمام طبقات با اتصالات مفصلی و طول تقریبی ۵/۹۴ متر از نقطه نصب تا نقطه نصب بر طبق مشخصات هندسی از قاب‌های مهاربندی شده، منظم در پلان و ارتفاع، شامل ۴ دهانه ۵ متری در هر راستا و ارتفاع تپ طبقات ۳/۲ متر برای هر طبقه در محیط نرم‌افزاری ETABS مدلسازی شده‌اند. طراحی براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش پنجم سال ۱۴۰۱ انجام شده است. پس از استخراج بهینه‌ترین مقاطع مطابق جدول‌های (۱) و (۲) در نرم‌افزار OpenSees پیاده‌سازی شده‌اند. لازم به ذکر است، بارگذاری ثقلی براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش چهارم سال ۱۳۹۸ و بارگذاری جانبی براساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم انجام شده است، به این منظور محل استقرار سازه‌های مورد نظر در شهر تهران با خطر نسبی خیلی زیاد و نسبت شتاب مبنای طرح به

¹ NonLinear Beam-Column Element

² Corotational Truss Element

طول صفر^۱ نیز در انتهای تیرها و ستون‌ها مشخص شدند. ستون‌های ساختگی^۲ به عنوان اعضای تیر-ستون الاستیک^۳، دارای ممان اینرسی و سطح مقطع بزرگتر قابل توجه نسبت به ستون‌های قاب، برای محاسبه اثرات P-Δ به کار گرفته شدند.

جدول ۱. مقاطع نهایی مورد استفاده در قاب ۴ طبقه

Model	story	Columns	Beams	BRB core area(cm ²)
4story	1	W12*53	W12*19	16
	2	W12*53	W12*19	14.6
	3	W12*35	W12*19	12
	4	W12*35	W12*19	7

Table 1. The cross-sections of 4 story frame

جدول ۲. مقاطع نهایی مورد استفاده در قاب ۷ طبقه

Model	story	Columns	Beams	BRB core area(cm ²)
7story	1	W12*87	W12*19	34
	2	W12*87	W12*19	34
	3	W12*87	W12*19	34
	4	W12*87	W12*19	34
	5	W12*35	W12*19	32.5
	6	W12*35	W12*19	32.5
	7	W12*35	W12*19	8

Table 2. The cross-sections of 7 story frame

اعضای فنر چرخشی با طول صفر^۴ و با سختی کم برای اتصال ستون‌های ساختگی به اتصالات تیر-ستون استفاده شدند. همچنین لینک‌های صلب^۵ با استفاده از المان‌های truss تعریف شده و وظیفه اتصال ستون‌های ساختگی و قاب اصلی را بر عهده دارند. همچنین دیافراگم صلب در ترازهای طبقه با استفاده از قید برابر درجه آزادی از گره‌های طبقه مدلسازی شده و تغییر شکل هندسی P-delta برای تیرها و ستون‌ها اختصاص داده شده است. شکل (۳) نشان دهنده مدل‌های دو بعدی پیاده‌سازی شده در نرم‌افزار OpenSees می‌باشد. به منظور صحت‌سنجی روش مدلسازی، به دو صورت مقایسه زمان‌تناوب ارتعاش سازه و منحنی پوش به دست آمده در مطالعه حاضر و پژوهش‌های مرجع در سال‌های اخیر صحت‌سنجی انجام شده است. همانطور که در جدول (۳) و شکل (۴) مشاهده می‌گردد، مقادیر بسیار نزدیک بهم بوده و دارای اختلاف ناچیز می‌باشند. به منظور مدلسازی مهاربند کمانش‌تاب به همراه آلیاژ حافظه‌دار در نرم‌افزار OpenSees، سیستم آلیاژ

شکل ۲. نمای کلی از پلان و قاب‌های مورد مطالعه

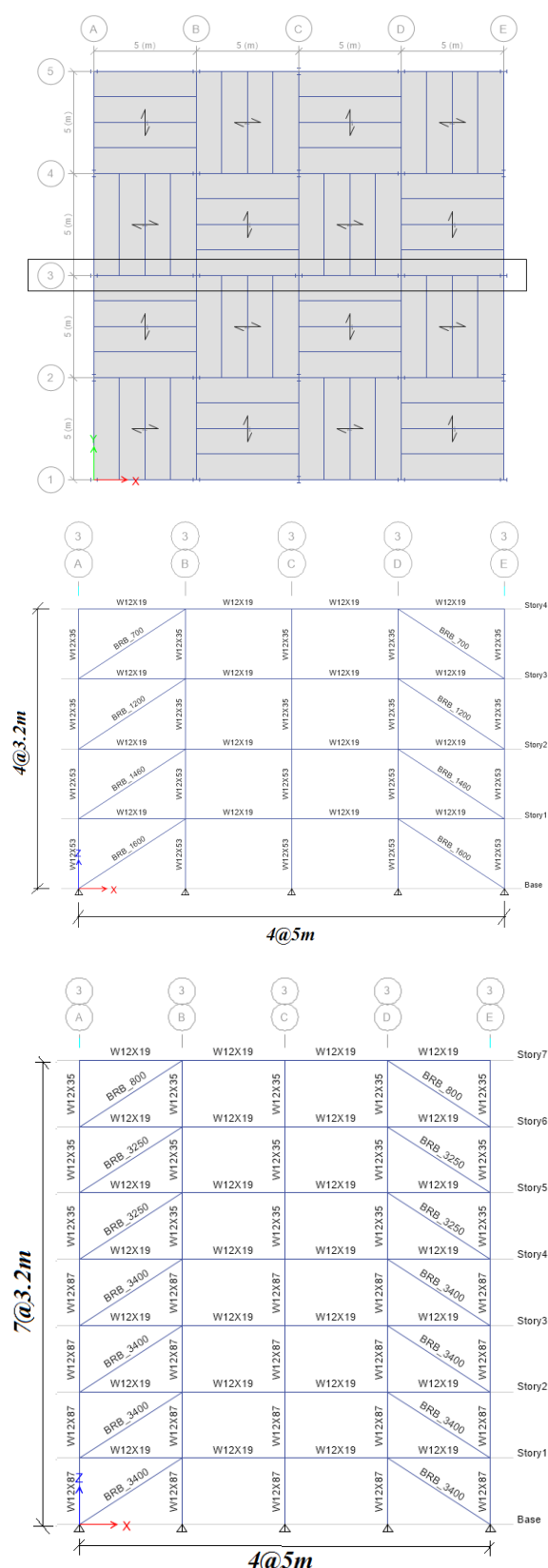


Fig. 2. The Schematic view of plan and elevation of studied models

¹ Zero-Length Element

² Dummy Columns

³ Elastic Beam Column Element

⁴ Zero-Length Rotational Spring Elements

⁵ Rigid Links

شکل ۴. نمودار پوش اور قاب ۴ طبقه فولادی مجهز به مهاربند کماتش تاب

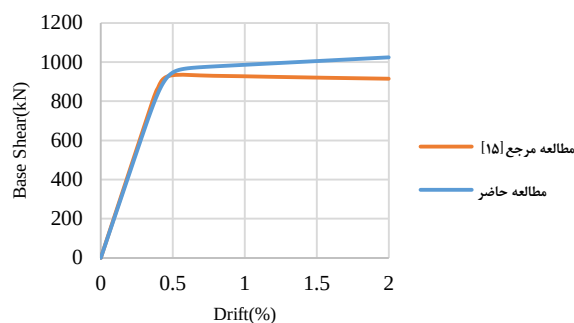


Fig. 4. Pushover curves of the reference and implemented frames

طول بحرانی برای حداکثر کرنش قابل بازگشت آلیاژ حافظه‌دار که براساس مطالعه تزارو و سعیدی در سال ۲۰۱۵ [19]، برابر با ۶ درصد می‌باشد، تنظیم شده است و در این مطالعه طول بخش آلیاژ حافظه‌دار برابر با ۰/۹ متر و سطح مقطع آن براساس مطالعه قویسی و ساهو در سال ۲۰۲۰ [11]، در قاب فولادی ۴ طبقه به صورت درصدی مختلف شامل، ۲۰، ۴۰، ۶۰، ۸۰، ۱۰۰ درصد و در قاب فولادی ۷ طبقه شامل، ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۲۵ درصد از سطح مقطع مهاربندهای کماتش تاب در هر طبقه نیز انتخاب شده‌اند. در جدول (۴) مشخصات مکانیکی آلیاژ حافظه‌دار شکلی و در شکل (۵) مدل قاب‌های فولادی مجهز به مهاربند کماتش تاب با آلیاژ حافظه‌دار شکلی برای قاب‌های ۴ و ۷ طبقه نمایش داده شده است.

جدول ۴. مشخصات مکانیکی آلیاژ حافظه‌دار شکلی [21]

Material	Initial stiffness(K1) (N/m ²)	Final stiffness(K2) (N/m ²)	Activation stress (N/m ²)	β
Shape Memory Alloy	63431792000	2080412987	268895640	0.5

Table 4. Mechanical properties of SMA

به منظور کنترل عملکرد مدل در معرض زلزله در قالب استخراج حلقه‌های هیستریزس و کنترل روند اتلاف انرژی با منحنی رفتاری معرفی شده، در روند مدل‌سازی نیاز است تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شود. لذا میرایی ذاتی توسط میرایی رایلی از طریق تنظیم نسبت میرایی بحرانی ۵٪ در مودهای اول و سوم از سازه مدل‌سازی شده است. سختی و مقاومت از پارامترهای مهم منحنی هیستریزس یک عضو است. کاهش سختی ناشی از اثرات غیرخطی هندسی و زوال مقاومت ناشی از کاهش مقاومت جانبی عضو می‌باشد.

حافظه‌دار شکلی به موازات مهاربندهای کماتش تاب استفاده شده است و براساس مطالعه جلالوندی و همکاران در سال ۲۰۲۲ [14]، شامل دو بخش آلیاژ حافظه‌دار و صلب نیز می‌باشد. از آنجایی که طول اعضای آلیاژ حافظه‌دار در مقایسه با طول کل مهاربند کوتاه‌تر می‌باشد، بخش صلب استفاده شده است. با انجام این کار تغییرشکل کلی مهاربند ناشی از تغییر شکل اعضای حافظه‌دار تضمین شده است. بخش صلب با استفاده از المان‌های تیر-ستون الاستیک، و بخش آلیاژ حافظه‌دار در هر دو دهانه مهاربندی، با المان تراس چرخشی و رفتار آن توسط دستور Self-Centering شبیه‌سازی شده است. به منظور اتصال بخش تراس که دو انتها مفصل محسوب می‌شود، از یکسان‌سازی درجات آزادی توسط دستور Equal DOF استفاده شده است.

شکل ۳. قاب‌های فولادی ۴ و ۷ طبقه مجهز به مهاربند کماتش تاب در

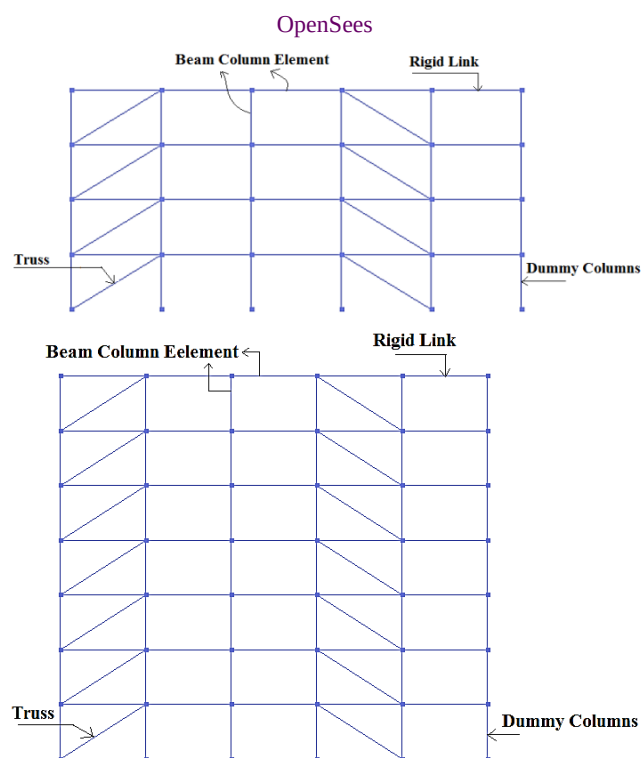


Fig. 3. Implemented frames in OpenSees software

جدول ۳. مقایسه زمان تناوب‌ها در قاب فولادی ۴ طبقه

زمان تناوب حاصل از مطالعه حاضر	زمان تناوب حاصل از مرجع [۱]	درصد خطا
۰/۸۶۶ ثانیه	۰/۸۲ ثانیه	۵/۶۱ درصد

Table 3. Periods of the reference and implemented frames

براساس پارامتر حداکثر شتاب موثر (EPA)^۱ انتخاب شده‌اند، استفاده شده است.

شکل ۵. قاب‌های فولادی ۴ و ۷ طبقه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب با آلیاژ حافظه‌دار شکلی

شکل ۶. منحنی نیرو-تغییرشکل (الف) مهاربند کمانش‌تاب و (ب) آلیاژ حافظه‌دار تحت شتاب‌گشت زلزله Northridge با $PGA=0.99g$

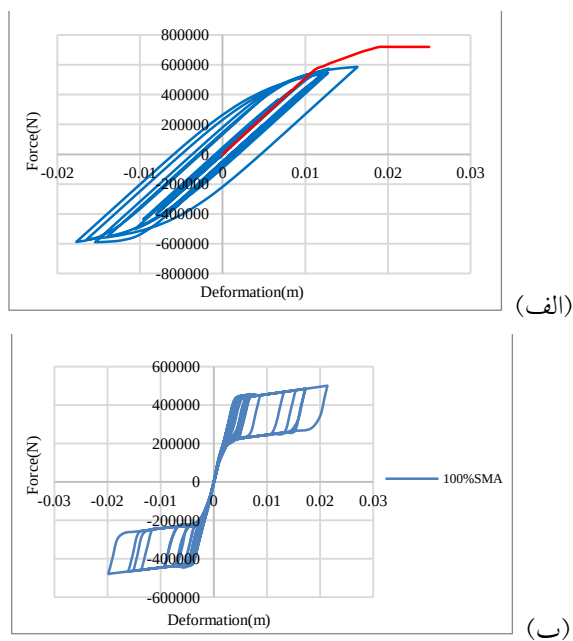


Fig. 6. Hysteresic loops and backbone curve of (a) BRB and (b) SMA for studied model under Northridge ($PGA=0.99g$)

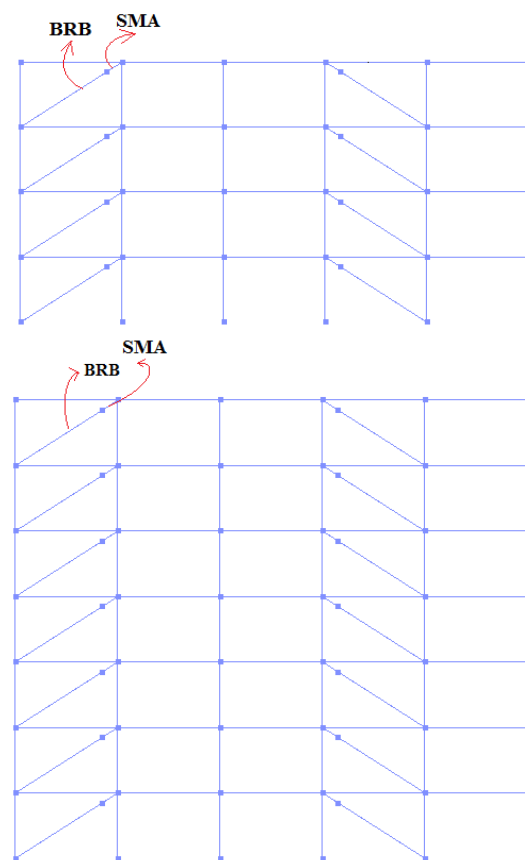


Fig. 5. Steel frames with BRB and SMA

پارامتر EPA طبق تعریف برابر با متوسط شتاب طیفی زلزله با میرایی ۵ درصد در زمان تناوب 0.1 ثانیه تا 0.5 ثانیه تقسیم بر ضریب بزرگنمایی استاندارد $2/5$ است. همچنین این پارامتر مانند PGA از جنس شتاب بوده و نشان دهنده دامنه و محتوای فرکانس حرکت زمین لرزه‌ای نیز می‌باشد [22]. در واقع دلیل استفاده از رکوردهای ثبت شده در مطالعه حاضر اجتناب از ایجاد عدم قطعیت‌ها در معرفی مشخصات لرزه‌ای دنبال کننده به واسطه استفاده از روش‌های مصنوعی می‌باشد. شرایط انتخاب لرزه‌های متوالی مورد استفاده در این مطالعه، علاوه بر یکسان بودن ایستگاه ثبت لرزه اول و دوم و فاصله زمانی کمتر از ۱۰ روز میان آنها، بحث در میزان حداکثر شتاب مؤثر این لرزه‌هاست. مدت زمان ۲۰ ثانیه با شتاب صفر بین دو لرزه اولیه و ثانویه براساس مطالعه هویدایی و رادپور در سال ۲۰۲۰ [1]، در نظر گرفته شده است، که این زمان برای اطمینان از بقای سازه در پایان زلزله نخست و قبل از لرزه دوم مشخص شده و در شکل (۷) شتاب‌نگاشت مربوط لرزه‌های متوالی مورد استفاده در این مطالعه نمایش داده شده است.

بعد از اعمال شتاب‌نگاشت مقیاس شده زلزله Northridge(1994) که از سایت PEER دریافت شده، نمودار نیرو- تغییرشکل برای مهاربند کمانش‌تاب و بخش آلیاژ حافظه‌دار شکلی در شکل (۶) به نمایش گذاشته شده است. همانطور که مشاهده می‌شود نحوه رفتار المان‌ها به گونه‌ای است که حلقه‌های هیستریزس از منحنی رفتاری مصالح مورد استفاده تبعیت می‌کنند و به خوبی رفتار مشابه در کشش و فشار مشاهده می‌گردد. در منحنی هیستریزس المان‌ها، زوال چندانی مشاهده نمی‌شود، اما انتظار می‌رود با وقوع لرزه‌های ثانویه و به دلیل خسارات تجمعی از لرزه نخست، سازه زوال بیشتری را تجربه نماید.

۳- سناریوهای لرزه‌ای

در مطالعه حاضر به منظور بررسی اثر زلزله‌های متوالی در تعیین درصد بهینه آلیاژ حافظه‌دار شکلی در سازه‌های فولادی (قاب‌های ۴ طبقه و ۷ طبقه) مجهز به مهاربند کمانش‌تاب، از ۱۶ رکورد لرزه‌ای شامل لرزه‌های متوالی واقعی ثبت شده (جدول ۵) برگرفته از مطالعه قدرتی امیری و رجبی در سال ۲۰۱۷ [22]، که

¹ Effective Peak Acceleration

² Peak Ground Acceleration

جدول ۵. زلزله‌های استفاده شده در تحلیل دینامیکی غیرخطی [22]

ID	Name	Date	EPA (g)	PGA (g)	Station
1	Chalfant Valley3	20/07/1986	0.2451	0.2382	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
		21/07/1986	0.4854	0.4246	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
2	Coalinga	22/07/1983	0.0993	0.1539	CDMG 46617 Coalinga-14th & Elm (Old CHP)
		25/07/1983	0.3513	0.5813	CDMG 46617 Coalinga-14th & Elm (Old CHP)
3	Mammoth4	27/05/1980	0.1722	0.2178	USC 37 USC McGee Creek Inn
		31/05/1980	0.2767	0.3689	USC 37 USC McGee Creek Inn
4	Mammoth5	25/05/1980	0.2726	0.3289	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		27/05/1980	0.4287	0.6293	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
5	Mammoth6	26/05/1980	0.1117	0.0926	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		27/05/1980	0.4287	0.6293	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
6	Chalfant Valley9	20/07/1986	0.088	0.1105	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
		21/07/1986	0.2197	0.2058	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
7	Livermore	24/01/1980	0.086	0.1066	CDMG 57187 San Ramon - Eastman Kodak
		27/01/1980	0.2119	0.1917	CDMG 57187 San Ramon - Eastman Kodak
8	Mammoth1	25/05/1980	0.2387	0.2818	CDMG 54301 Mammoth Lakes H. S.
		25/05/1980	0.4091	0.4143	CDMG 54301 Mammoth Lakes H. S.
9	Mammoth7	25/05/1980	0.3443	0.4193	CDMG 54099 Convict Creek
		25/05/1980	0.1563	0.1669	CDMG 54099 Convict Creek
10	Mammoth9	25/05/1980	0.1563	0.1669	CDMG 54099 Convict Creek
		25/05/1980	0.2618	0.3169	CDMG 54099 Convict Creek
11	Mammoth10	25/05/1980	0.1563	0.1669	CDMG 54099 Convict Creek
		27/05/1980	0.2207	0.3169	CDMG 54099 Convict Creek
12	Mammoth12	25/05/1980	0.2041	0.2172	CDMG 54099 Convict Creek
		25/05/1980	0.2618	0.3169	CDMG 54099 Convict Creek
13	Mammoth15	25/05/1980	0.2041	0.1234	CDMG 54099 Convict Creek
		27/05/1980	0.2207	0.3169	CDMG 54099 Convict Creek
14	Mammoth17	25/05/1980	0.2635	0.3403	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		25/05/1980	0.2726	0.3289	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
15	Mammoth20	25/05/1980	0.2635	0.3403	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		27/05/1980	0.4287	0.6293	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
16	Mammoth21	25/05/1980	0.0884	0.1369	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		25/05/1980	0.2726	0.3289	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)

Table 5. The features of the selected records for nonlinear dynamic analysis [22]

لرزه دوم مربوط به آن را به دست آورده و سپس نسبت این دو طیف در هر زمان تناوب برای هر مولفه افقی در هر ایستگاه محاسبه می‌گردد. سپس مقادیر متوسط نسبت طیف لرزه نخست و لرزه ثانویه در زمان تناوب‌های مختلف محاسبه گردیده و معادله تغییرات در مقادیر میانگین نسبت طیف پاسخ لرزه نخست و لرزه ثانویه برای زمان تناوب‌های مختلف به دست می‌آید، که معمولاً یک چند جمله‌ای از درجه n پیش‌بینی می‌گردد. سپس با توجه به این منحنی و انتخاب یک طیف طرح استاندارد، یک طیف طرح لرزه دوم استاندارد را می‌توان با تقسیم طیف طرح استاندارد برای سطح خطر مورد نظر بر مقادیر محاسبه شده در هر زمان تناوب به دست آورد، و در نتیجه شتابنگاشت لرزه دوم برای سطح خطر دلخواه را می‌توان با مقیاس‌بندی لرزه‌های ثانویه به این طیف به دست آورد.

۴- میانگین پاسخ حداکثر تغییر شکل نسبی بین طبقه

مطابق شکل‌های (۸) و (۹) مشاهده می‌شود که در سازه

شکل ۷. شتابنگاشت لرزه‌های متوالی مورد استفاده در این مطالعه

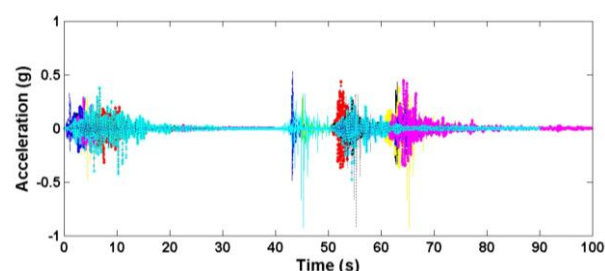


Fig. 7. Accelerogram of the selected successive earthquakes in this study

به منظور انجام تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی لازم است که زلزله‌ها مقیاس گردند. برای این هدف رکوردهای لرزه نخست به طیف آیین‌نامه طراحی استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم برای سطح خطر در نظر گرفته شده مقیاس شده‌اند. مقیاس نمودن لرزه دوم برای سطح خطر در نظر گرفته شده براساس مطالعه‌ی انجام شده توسط عبدالله زاده و همکاران در سال ۲۰۱۸ [23]، انجام شده است. در این راستا به منظور مقیاس نمودن لرزه‌های دوم برای سطح خطر دلخواه، ابتدا طیف پاسخ شتاب از هر لرزه نخست و

تغییر شکل نسبی بین طبقات در حالت بدون درصد آلیاژ حافظه‌دار شکلی در طبقه ۷ رخ داده است، که مقدار آن تحت لرزه منفرد ۳/۲۳٪ و تحت لرزه‌های متوالی ۳/۵۹٪ نیز می‌باشد.

شکل ۸. میانگین حداکثر پاسخ تغییر شکل نسبی بین طبقات تحت لرزه منفرد در قاب فولادی ۴ طبقه

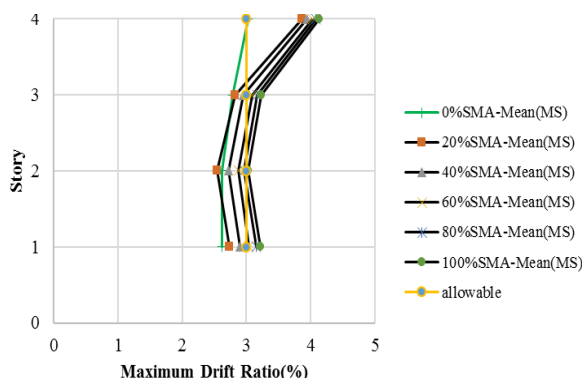


Fig. 8. Average maximum inter-story drift of 4 story frame under single shocks

شکل ۹. میانگین حداکثر پاسخ تغییر شکل نسبی بین طبقات تحت لرزه متوالی در قاب فولادی ۴ طبقه

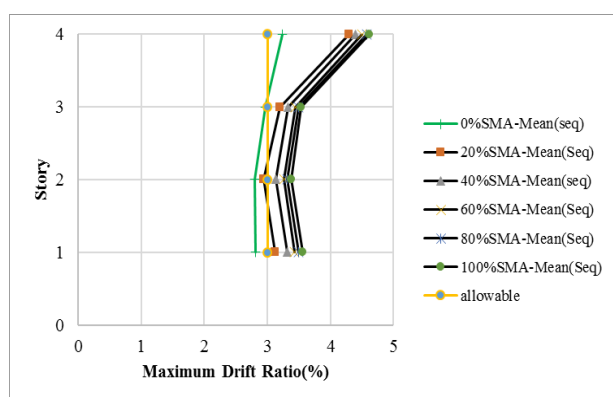


Fig. 9. Average maximum inter-story drift of 4 story frame under successive shocks

شکل ۱۰. میانگین حداکثر پاسخ تغییر شکل نسبی بین طبقات تحت لرزه منفرد در قاب فولادی ۷ طبقه

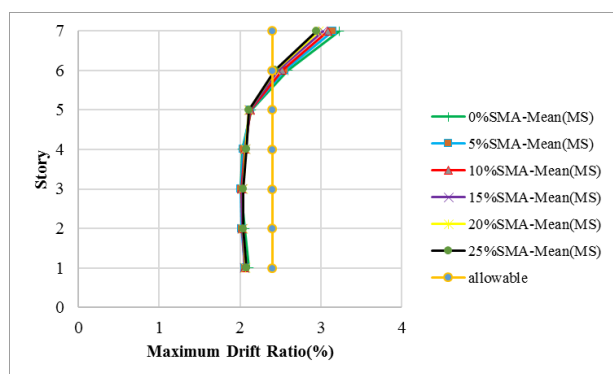


Fig. 10. Average maximum inter-story drift of 7 story frame under single shocks

فولادی ۴ طبقه، با افزایش درصد آلیاژ حافظه‌دار شکلی پاسخ حداکثر تغییر شکل نسبی بین طبقات تحت لرزه منفرد و لرزه متوالی افزایش می‌یابد، به گونه‌ای که در مقادیر ۶۰ تا ۱۰۰ درصد به طور قطعی از مقدار مجاز عبور کرده و به طور کلی سازه تحت لرزه دوم نسبت به لرزه نخست، به دلیل خسارت‌های تجمعی ناشی از لرزه نخست زوال بیشتری را در مقاومت تجربه کرده است. همچنین پاسخ حداکثر تغییر شکل نسبی بین طبقات تحت لرزه‌های متوالی نسبت به حالت لرزه منفرد برای هر کدام از درصدهای آلیاژ حافظه‌دار، افزایشی بوده و این نیز نشان دهنده اینست که زلزله متوالی پاسخ سازه را نسبت به زلزله منفرد افزایش داده است، این موضوع ضرورت لحاظ نمودن پدیده توالی لرزه‌ای را بیش از پیش آشکار می‌سازد. بیشترین مقدار حداکثر تغییر شکل نسبی بین طبقات در مقدار ۱۰۰ درصد آلیاژ حافظه‌دار شکلی رخ داده است، که مقدار آن تحت لرزه منفرد ۴/۱۳٪ و تحت لرزه متوالی ۴/۶۱٪ نیز می‌باشد و کمترین مقدار حداکثر تغییر شکل نسبی بین طبقات در حالت بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی و با مهاربند کماتش‌تاب به تنهایی رخ داده است، که مقدار آن تحت لرزه منفرد ۲/۶۱٪ و تحت لرزه متوالی ۲/۸۱٪ نیز می‌باشد.

همچنین با توجه به شکل‌های (۱۰) و (۱۱) مشاهده می‌شود که در قاب فولادی ۷ طبقه مجهز به مهاربند کماتش‌تاب، با افزایش درصدهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی در مقایسه با حالت بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی مقادیر حداکثر تغییر شکل نسبی بین طبقات تحت لرزه منفرد کاهش یافته و این کاهش در طبقات ۵ تا ۷ بهتر احساس می‌گردد. اگر چه مقادیر تغییر شکل نسبی تحت لرزه متوالی در مقایسه با لرزه منفرد افزایش پیدا کرده و نشان دهنده اینست که زلزله متوالی پاسخ سازه را نسبت به زلزله منفرد افزایش داده است و به مقدار مجاز آیین‌نامه‌ای در طبقات ۱ تا ۵ نزدیک‌تر شده، اما در مقایسه بین درصدها تحت زلزله متوالی با افزایش درصدها، در طبقات ۱ تا ۵ مقادیر تغییر شکل نسبی بین طبقات تقریباً افزایش یافته و در طبقات ۶ و ۷ تقریباً کاهش یافته است. در همه مقادیر، با و بدون درصد آلیاژ حافظه‌دار شکلی در طبقات ۶ و ۷ تحت زلزله متوالی مقادیر حداکثر تغییر شکل نسبی بین طبقات به طور قطعی از مقدار مجاز عبور کرده و به طور کلی سازه تحت لرزه دوم نسبت به لرزه نخست، به دلیل خسارت‌های تجمعی ناشی از لرزه نخست زوال بیشتری را در مقاومت تجربه کرده است. این موضوع همچنان ضرورت لحاظ نمودن پدیده توالی لرزه‌ای را آشکار می‌سازد. بیشترین مقدار حداکثر

درصد آلیاژ حافظه‌دار شکلی ۱۳/۰۴ سانتیمتر می‌باشد.

شکل ۱۲. میانگین پاسخ تاریخیچه زمانی جابه‌جایی بام در قاب فولادی ۴ طبقه بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی تحت توالی لرزه نخست-لرزه دوم

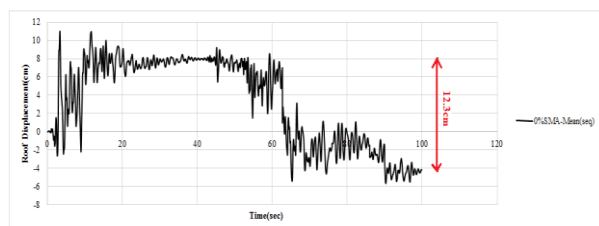


Fig. 12. Average displacement of 4 story frame without SMA under successive shocks

شکل ۱۳. میانگین پاسخ تاریخیچه زمانی جابه‌جایی بام در قاب فولادی ۴ طبقه با درصدهای مختلف آلیاژ حافظه‌دار شکلی تحت توالی لرزه نخست-لرزه دوم

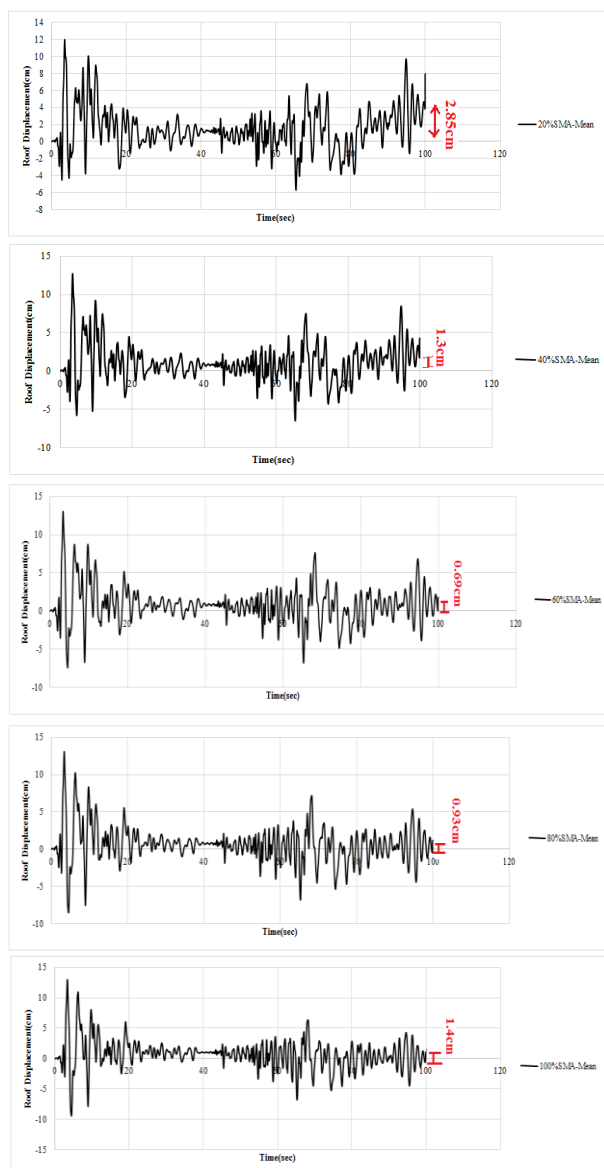


Fig. 13. Average displacement of 4 story frame with different SMA under successive shocks

شکل ۱۱. میانگین حداکثر پاسخ تغییر شکل نسبی بین طبقات تحت لرزه متوالی در قاب فولادی ۷ طبقه

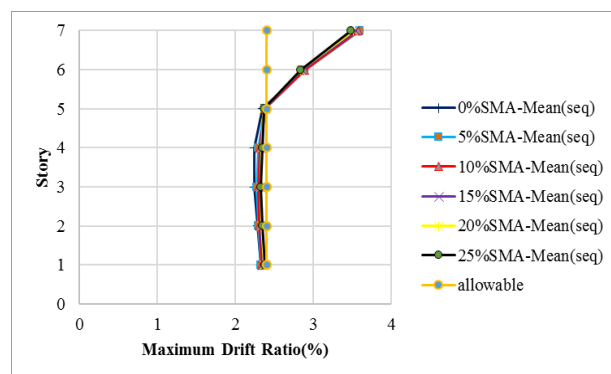


Fig. 11. Average maximum inter-story drift of 7 story frame under successive shocks

به طور کلی با توجه به اینکه مقادیر و بازه‌ی تغییرات درصدهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی افزوده شده به قاب ۷ طبقه فولادی با مهاربند کمانش‌تاب کاهش پیدا کرده، لذا عملکرد سازه به لحاظ تغییر شکل نسبی بین طبقه در درصدهای بالاتر تحت لرزه منفرد بهبود یافته و تحت لرزه متوالی تغییرات چندانی مشاهده نمی‌شود. شاید بتوان دلیل این امر را به دلیل نوع مکانیسم مدلسازی آلیاژ حافظه‌دار شکلی با مهاربند کمانش‌تاب (مکانیسم هیبریدی) یا رفتار خود مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی به عنوان یک مصالح هوشمند در مقایسه با قاب فولادی ۴ طبقه دانست، که در آن با توجه به کوتاه مرتبه بودن سازه و سختی بیشتر آن تمایل آلیاژ حافظه‌دار شکلی رو به افزایش حداکثر تغییر شکل نسبی بین طبقات می‌باشد، اما در مورد قاب ۷ طبقه با توجه میان مرتبه بودن سازه و رفتار نرم‌تر، آلیاژ حافظه‌دار شکلی تمایل دارد پاسخ حداکثر تغییر شکل نسبی بین طبقات را کاهش دهد. و به نوعی چه در سازه‌های کوتاه مرتبه و چه میان مرتبه رفتار سازه را کنترل نماید.

۵- میانگین پاسخ تاریخیچه زمانی جابه‌جایی بام

نتایج میانگین پاسخ تاریخیچه زمانی جابه‌جایی بام در قاب‌های فولادی ۴ و ۷ طبقه در دو حالت کلی بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی و با درصدهای مختلف آلیاژ حافظه‌دار شکلی تحت توالی لرزه نخست-لرزه دوم به دست آمده است. مطابق شکل (۱۲) و (۱۳) برای قاب فولادی ۴ طبقه مشخص است، حداکثر جابه‌جایی بام تحت لرزه نخست رخ داده است و مقدار آن در حالت بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی ۱۱ سانتیمتر و بیشترین مقدار آن در حالت با ۸۰

شکل ۱۴. میانگین پاسخ تاریخیچه زمانی جابه‌جایی بام در قاب فولادی ۷ طبقه بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی تحت توالی لرزه نخست-لرزه دوم متوالی

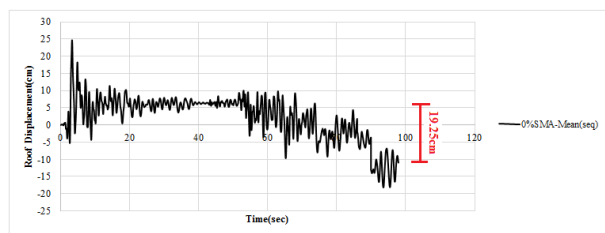


Fig. 14. Average displacement of 7 story frame without SMA under successive shocks

شکل ۱۵. میانگین پاسخ تاریخیچه زمانی جابه‌جایی بام در قاب فولادی ۷ طبقه با درصدهای مختلف آلیاژ حافظه‌دار شکلی تحت توالی لرزه نخست-لرزه دوم

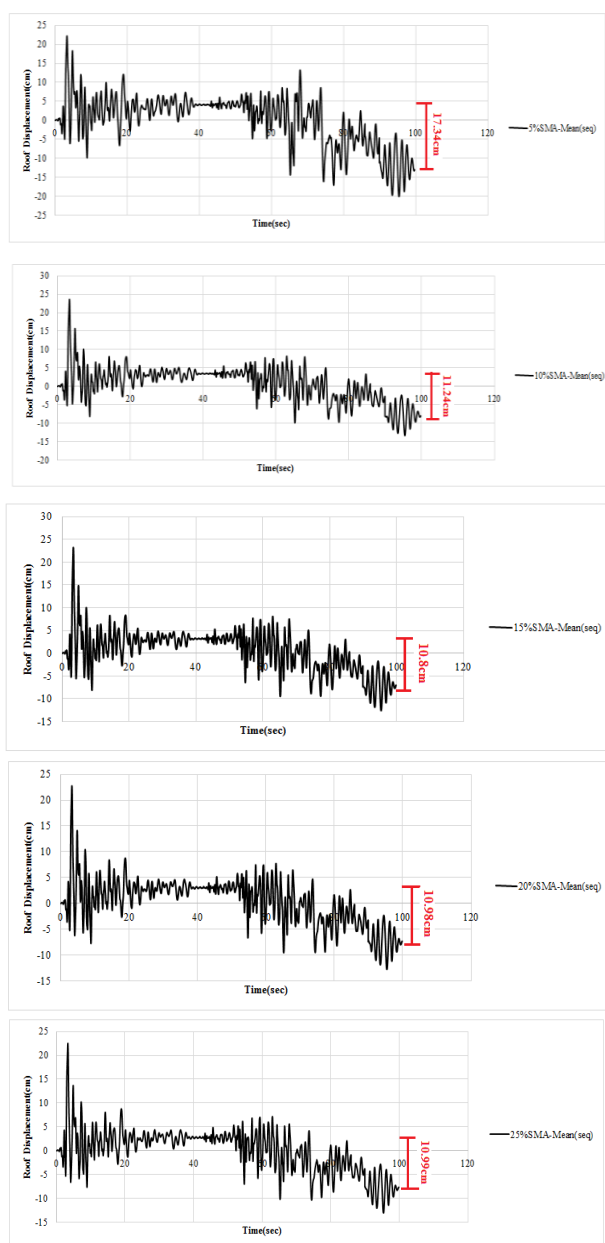


Fig. 15. Average displacement of 7 story frame with different SMA under successive shocks

با افزودن درصد‌های آلیاژ حافظه‌دار، مقدار حداکثر جابه‌جایی بام تحت لرزه نخست نسبت به حالت بدون آلیاژ افزایش یافته و این روند افزایشی تا افزودن ۱۰۰ درصد آلیاژ حافظه‌دار ادامه داشته، اما در مقایسه بین درصدها، در ۱۰۰ درصد آلیاژ حافظه‌دار شکلی، مقدار حداکثر جابه‌جایی بام کاهش ناچیزی داشته است. همچنین با توجه به اعداد قرمز رنگ روی نمودارها مشاهده می‌شود که با افزودن آلیاژ حافظه‌دار شکلی مقدار جابه‌جایی تجمعی پسماند ناشی لرزه نخست-لرزه دوم متوالی به مراتب نسبت به حالت بدون آلیاژ حافظه‌دار کاهش یافته، و این کاهش تا مقدار ۶۰ درصد آلیاژ حافظه‌دار ادامه پیدا کرده است. اما در مقادیر ۸۰ و ۱۰۰ درصد در مقایسه با درصدهای دیگر کمی افزایش پیدا کرده است.

بیشترین درصد کاهش با مقدار ۹۴/۴٪ مربوط به حالت با ۶۰ درصد آلیاژ حافظه‌دار شکلی می‌باشد. در قاب فولادی ۷ طبقه مطابق شکل‌های (۱۴) و (۱۵) حداکثر جابه‌جایی بام در حالت مجهز به مهاربند کماتش‌تاب با و بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی تحت لرزه نخست رخ داده است. بیشترین مقدار آن در حالت بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی برابر با ۲۴/۴۲ سانتیمتر و در حالت با آلیاژ حافظه‌دار شکلی ۲۳/۲۵ سانتیمتر مربوط به ۱۰ درصد آلیاژ حافظه‌دار نیز می‌باشد.

با افزایش درصد‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی مقادیر حداکثر جابه‌جایی بام تحت لرزه نخست منفرد تا ۱۰ درصد آلیاژ حافظه‌دار افزایشی بوده و از ۱۵ تا ۲۵ درصد آلیاژ حافظه‌دار روند کاهشی ناچیزی داشته است، به گونه‌ای که در ۲۵ درصد مقدار حداکثر جابه‌جایی بام به ۲۲/۳ سانتیمتر رسیده است.

با افزایش درصد‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی مقادیر حداکثر جابه‌جایی بام قاب ۷ طبقه فولادی مجهز به مهاربند کماتش تحت لرزه منفرد و متوالی در مقایسه با حالت بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی کاهش یافته است و این روند کاهشی تا افزودن ۲۵ درصد آلیاژ حافظه‌دار شکلی ادامه داشته است. همچنین با افزایش آلیاژ حافظه‌دار در مقایسه با حالت بدون آلیاژ حافظه‌دار مقادیر جابه‌جایی تجمعی پسماند ناشی از توالی لرزه نخست و دوم به مراتب کاهش یافته و این کاهش تا ۱۵ درصد آلیاژ حافظه‌دار شکلی ادامه پیدا کرده است. اما در مقادیر ۲۰ و ۲۵ درصد در مقایسه بین درصدها، کمی افزایش پیدا کرده است که می‌توان به

افزایش جابه‌جایی تجمعی پسماند روبه‌رو هستیم. حال برای تعیین درصد بهینه آلیاژ حافظه‌دار در قابهای فولادی ۴ و ۷ طبقه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب که به ترتیب نماینده‌ای از سازه‌های قاب فولادی کوتاه مرتبه و میان مرتبه نیز می‌باشند و با در نظر گرفتن درصد‌های استفاده شده شامل ۲۰، ۴۰، ۶۰، ۸۰ و ۱۰۰ درصد در قاب فولادی ۴ طبقه و درصد‌های ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ درصد در قاب فولادی ۷ طبقه، لذا براساس پاسخ‌های به دست آمده از نظر حداکثر تغییرشکل نسبی بین طبقه و جابه‌جایی تجمعی پسماند در بام و با هدف نزدیک شدن پاسخ به حد مجاز به دلیل استفاده از حداکثر ظرفیت شکل‌پذیری سازه و بازنگری و بهینه‌سازی در مقاطع، درصد بهینه آلیاژ حافظه‌دار شکلی تحت زلزله‌های متوالی در قاب فولادی ۴ طبقه ۲۰ درصد و در قاب فولادی ۷ طبقه ۱۵ درصد پیشنهاد می‌گردد. همان‌طور که مشاهده می‌شود هرچه ارتفاع طبقات افزایش یافته درصد بهینه آلیاژ حافظه‌دار نیز کاهش می‌یابد.

شایان ذکر است که که نتایج به دست آمده براساس زلزله‌های متوالی انتخابی در این مطالعه می‌باشد. در حالی که ممکن است با انتخاب لرزه‌های متوالی با شرط لرزه اصلی و پس‌لرزه الزاماً این نتایج حاصل نگردد. از این‌رو احتیاط در استفاده از نتایج این مطالعه ضروری به نظر می‌رسد.

تعارض منافع

نویسندگان اعلام می‌کنند که هیچ گونه تعارض منافی وجود ندارد.

References

- [1] Hoveidae, N. and Radpour, S., 2021. Performance evaluation of buckling-restrained braced frames under repeated earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(1), pp.241-262.
- [2] Yin, Z., Yang, B. and An, S., 2021. Seismic performance analysis of buckling-restrained braced steel frames with ductile castings. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 25(10), pp.3879-3896.
- [3] Tzimas, A.S., Kamaris, G.S. and Stefopoulos, G., 2019. Seismic analysis and behaviour of mixed MRF/BRB regular steel space frames with uniaxial eccentricity. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 123, pp.31-35.
- [4] Pei, S., Zhang, Z., Deng, E.F. and Wang, Y.B., 2021. Experimental study on seismic performance of ultrahigh-strength steel frames with buckling-

این نتیجه رسید استفاده از درصد‌های بالاتر آلیاژ حافظه‌دار شکلی در یک سازه فولادی میان مرتبه لزوماً جابه‌جایی‌های پسماند تجمعی ناشی از لرزه نخست-لرزه دوم در زلزله‌های متوالی را کاهش نمی‌دهند. این نتیجه برای قاب‌های فولادی کوتاه مرتبه نیز در بخش مربوط به جابه‌جایی تجمعی پسماند یکسان می‌باشد.

۶- نتیجه‌گیری

هدف از این مطالعه، تعیین درصد بهینه آلیاژ حافظه‌دار شکلی در قابهای فولادی مجهز به مهاربند کمانش‌تاب تحت زلزله‌های متوالی انتخابی در این مطالعه می‌باشد. نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی در قاب‌های فولادی ۴ و ۷ طبقه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب نشان می‌دهد که از نظر میانگین پاسخ حداکثر تغییرشکل نسبی بین طبقه با افزایش درصد آلیاژ حافظه‌دار شکلی پاسخ حداکثر تغییرشکل نسبی بین طبقات تحت لرزه منفرد و لرزه‌های متوالی در قاب فولادی ۴ طبقه نسبت به حالت بدون آلیاژ حافظه‌دار افزایش یافته، و در قاب ۷ طبقه تحت لرزه منفرد به خصوص در طبقات ۶ و ۷ کاهش و تحت لرزه‌های متوالی چندان تغییری نداشته است. از نظر میانگین پاسخ تاریخیچه زمانی بام تحت زلزله‌های متوالی با افزایش درصد آلیاژ حافظه‌دار شکلی جابه‌جایی تجمعی پسماند در هر دو قاب فولادی مجهز به مهاربند کمانش‌تاب ۴ و ۷ طبقه نسبت به حالت بدون آلیاژ حافظه‌دار کاهش یافته است، اما در مقایسه‌ی بین درصد‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی در قاب ۴ طبقه فولادی در مقادیر درصد‌های ۸۰ و ۱۰۰، و در قاب فولادی ۷ طبقه در مقادیر درصد‌های ۲۰ و ۲۵ با کمی

restrained braces. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 21, pp.1-13.

- [5] Jia, M., He, J. and Lu, D., 2022, July. Experimental research of seismic performance of buckling-restrained braced frame with ductile connections. In *Structures*, 41, pp. 908-924.
- [6] Gholhaki, M., Pachideh, G., Lashkari, R. and Rezayfar, O., 2021. Behaviour of buckling-restrained brace equipped with steel and polyamide casing. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 174(8), pp.694-705.
- [7] Veismoradi, S., Cheraghi, A. and Darvishan, E., 2018. Probabilistic mainshock-aftershock collapse risk assessment of buckling restrained braced frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, pp.205-216.
- [8] Morfuni, F., Freddi, F. and Galasso, C., 2019, May.

- Seismic performance of dual systems with BRBs under mainshock-aftershock sequences. In *13th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP13)* (Vol. 13). Seoul National University.
- [9] Pandikkadavath, M.S., Mangalathu, S., Oinam, R.M., Kumar, P.A., Sahoo, D.R. and Krishnan, N.A., 2020, September. Drift Response Evaluation of Buckling-Restrained Braced Frames (BRBFs) under Sequential Seismic Disturbances. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 936(1), p. 012040.
- [10] Moradiyan, M., Pachideh, G. and Moshtagh, A., 2022. Study of seismic behavior and development of fragility curves of divergent braced frames under successive earthquakes. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(Special Issue 4), pp.156-175.
- [11] Ghowsi, A.F. and Sahoo, D.R., 2020. Seismic performance of nine-story self-centering buckling-restrained braced frames. In *Structural Integrity Assessment: Proceedings of ICONS 2018*, pp. 801-813.
- [12] Gong, C., Jia, M., Cheng, X. and Gritcuk, M., 2022, March. Seismic performance of buckling-restrained braced steel frames subjected to earthquake main shock-aftershock sequences. In *Journal of Physics: Conference Series*, 2230(1), p. 012026.
- [13] Nazarimofrad, E. and Shokrgozar, A., 2019. Seismic performance of steel braced frames with self-centering buckling-restrained brace utilizing superelastic shape memory alloys. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 28(16), p.e1666.
- [14] Jalalvandi, M., Soraghi, A., Faroooghi-Mehr, S.M., Haghollahi, A. and Abasi, A., 2023. Study and Comparison of the Performance of Steel Frames with BRB and SMA Bracing. *Structural Engineering International*, 33(3), pp.413-424.
- [15] Sadeghipour, A. and Khorramabadi, R., 2023. Analyzing the Explosive Behavior of a Buckling Restrained Brace Frame Made of Shape Memory Alloy by Using Finite Element Method. *International Journal of Science and Engineering Applications*, 12(09), pp. 144-155.
- [16] Huang, Y., Xu, G., Zhang, Y., Zhou, Z. and Ke, K., 2024. Seismic behaviour of self-centring hybrid steel frames equipped with SMA plates under mainshock-aftershock sequences. *Case Studies in Construction Materials*, 20, p.e02875.
- [17] Khosravikhor, A., Gholhaki, M., Rezaifar, O. and Pachideh, G., 2023. Effect of Ni-Ti shape memory alloy on ductility and response modification factor of SPSW systems. *Steel and Composite Structures*, 48(3), p.353-365.
- [18] Hoveidae, N. and Radpour, S., 2021. A novel all-steel buckling restrained brace for seismic drift mitigation of steel frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19, pp.1537-1567.
- [19] Tremblay, R., Bolduc, P., Neville, R. and DeVall, R., 2006. Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(2), pp.183-198.
- [20] Tazarv, M. and Saiid Saiidi, M., 2015. Reinforcing NiTi superelastic SMA for concrete structures. *Journal of Structural Engineering*, 141(8), p.04014197.
- [21] aftali, B., 2007. *Probabilistic seismic demand assessment of steel frames with shape memory alloy connections*. PhD. Dissertation, Georgia Institute of Technology, Atlanta.
- [22] Ghodrati Amiri, G. and Rajabi, E., 2017. Damage evaluation of reinforced concrete and steel frames under critical successive scenarios. *International Journal of Steel Structures*, 17, pp.1495-1514.
- [23] Abdollahzadeh, G., Mohammadgholipour, A. and Omranian, E., 2019. Seismic evaluation of steel moment frames under Mainshock-aftershock sequence designed by elastic design and PBPD methods. *Journal of Earthquake Engineering*, 23(10), pp.1605-1628.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Saberi, D. and Rajabi, E., 2025. The Optimal Percentage of Shape Memory Alloy in Steel Structures Equipped with Buckling Restrained Brace (BRB) under Successive Earthquakes. *Modares Civil Engineering journal*, 25(2), pp.21-34.

DOI: 10.22034/25.2.21

