

## Equipped with Seismic Fragility Curve Development of Frames with BRB's Smart Materials subjected to Mainshock-Aftershock Ground Motion

Seyede Vahide Hashemi<sup>1</sup>, Majid Pouraminian<sup>2\*</sup>, Abbasali Sadeghi<sup>3</sup>

1- PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering (Shahid Nikbakht), University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Ramsar Branch, Islamic Azad University, Ramsar, Iran

3- PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran

### ABSTRACT

The frames with Buckling Restrained Braces (BRB's) are used as a lateral system. The braces often have a limit amount of ductility and dissipated energy in cyclic loading. Therefore, the use of Shape Memory Alloys (SMA's) in braced frames with regard to the specific properties of these can be an effective improvement in seismic behaviour of frames. These alloys become known without the need for replacement after an earthquake and the possibility of many deformations and reversal to initial state. Seismic fragility analysis is one of the most important methods in seismic performance-based design that which lead to seismic fragility curves. Fragility curve is a powerful tool for probabilistic vulnerability assessment of structures. In this paper, seismic behavior of frames with BRB's and the effect of utilizing SMA's were studied. Then, three 2D-frames with 3, 6 and 9 story were utilized. The OpenSees software used for the nonlinear time history analysis of frames. The BRB's considered in two cases, with and without SMA's. For development of fragility curves, 7 strong ground motion accelerograms including main shock-aftershock earthquake records utilized. By defining the three performance levels for Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS) and Collapse Prevention (CP) based on maximum drift and base shear, the values of the probability of exceedance from these thresholds has been calculated. By comparison the achieved curves, it was found that the frames with the SMA often has the range of IO and LS performance, and the probability of occurrence of the CP level is 38% and in the case of the without SMA the CP performance level will have the of 65%. Using a SMA's in these frames can reduce the cost of restoring and recovering of damaged systems and make the more resilience building system.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 13 June 2020

**Revise Date:** 29 September 2020

**Accept Date:** 15 January 2021

### Keywords:

Fragility Curve  
Buckling Restrained Braces (BRB)  
Shape Memory alloys (SMA)  
Mainshock-Aftershock Ground Motion Records  
Resilience

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.235080.2169>

\*Corresponding author: Majid Pouraminian.

Email address: m.pouraminian@iauramsar.ac.ir

## توسعه منحنی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های دارای مهاربند کمانش تاب مجهز به مصالح

### هوشمند تحت توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه

سیده وحیده هاشمی<sup>۱</sup>، مجید پورامینیان<sup>۲\*</sup>، عباسعلی صادقی<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی شهید نیکبخت، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد رامسر، دانشگاه آزاد اسلامی، رامسر، ایران

۳- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران

#### چکیده

قاب‌های دارای مهاربند کمانش تاب (BRB)، شکل‌پذیری و ظرفیت استهلاک انرژی مطلوبی دارند اما این مهاربندها با توجه به عدم کمانش در برابر فشار، دارای تغییرشکل‌های پسماند می‌باشند. از این رو استفاده از آلیاژ حافظه‌دار شکلی (SMA) در قاب‌های مذکور به منظور کاهش آسیب‌پذیری لرزه‌ای مرتبط با جابجایی ماندگار مؤثر می‌باشد. این آلیاژها بدون نیاز به تعویض پس از وقوع زلزله و توانایی تغییرشکل‌های زیاد و برگشت‌پذیری به حالت اولیه خود شناخته می‌شوند. تحلیل شکنندگی لرزه‌ای یکی از مهم‌ترین روش‌ها در طراحی بر مبنای عملکرد می‌باشد که منجر به توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی می‌گردند. منحنی شکنندگی ابزاری توانمند برای ارزیابی احتمالاتی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها به شمار می‌رود. در این مقاله، رفتار لرزه‌ای قاب‌های مجهز به مهاربند کمانش تاب و تأثیر اضافه کردن آلیاژ حافظه‌دار شکلی مورد مطالعه قرار گرفته است. بدین منظور سه قاب دوبعدی با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۹ در نرم‌افزار OpenSees در نظر گرفته شده است. عملکرد قاب‌های دارای مهاربندهای کمانش تاب در دو حالت با و بدون آلیاژهای حافظه‌دار شکلی با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی بررسی شده است. برای توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی از ۷ شتاب‌نگاشت تکان قوی شامل زلزله‌ی اصلی و پس‌لرزه‌های متوالی استفاده شده است. با تعریف سه سطح عملکردی استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه‌ی فروریزش (CP) و بر اساس حداکثر تغییرشکل نسبی میان طبقه‌ای و حداکثر برش پایه، مقادیر توابع احتمال فرا گذشت از سطوح عملکردی محاسبه شده‌اند. از مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی مشخص شد که قاب دارای آلیاژ حافظه‌دار شکلی اغلب دارای محدوده‌ی عملکردی IO و LS می‌باشد و احتمال رخداد سطح عملکردی آستانه‌ی فروریزش ۳۸ درصد و در حالت بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی دارای محدوده‌ی عملکردی CP و با احتمال ۶۵ درصد خواهد بود. با استفاده از آلیاژ حافظه‌دار شکلی در این قاب‌ها می‌توان هزینه‌ی بازسازی سیستم خسارت‌دیده‌ی ساختمانی را کاهش داده و سیستم برگشت‌پذیرتری داشت.

کلمات کلیدی: منحنی شکنندگی، مهاربند کمانش تاب (BRB)، آلیاژ حافظه‌دار شکلی (SMA)، زلزله‌های اصلی و پس‌لرزه، برگشت‌پذیری.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.235080.2169	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.235080.2169	۱۴۰۰/۰۱/۳۰	۱۳۹۹/۱۰/۲۶	۱۳۹۹/۱۰/۲۶	۱۳۹۹/۰۷/۰۸	۱۳۹۹/۰۳/۲۴
مجید پورامینیان						*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:
m.pouraminian@iauramsar.ac.ir						

## ۱- مقدمه

در عصر پیشرفت‌های بزرگ در تکنولوژی، صنعت ساختمان هم متفاوت با دیگر صنایع نیست و همواره رو به پیشرفت و تکامل است. از جمله این پیشرفت‌ها می‌توان به طراحی ساختمان‌ها در برابر زمین‌لرزه اشاره کرد که با پیشرفت زمان، رو به بهبود است. در این میان در تحقیقات مختلف روش‌های متنوعی برای کنترل رفتار لرزه‌ای سازه‌های گوناگون پیشنهاد شده است. مبنای کنترل رفتار سازه‌ها تحت زلزله‌های مختلف اتلاف انرژی زلزله و مصون ماندن المان‌های اصلی آن‌ها می‌باشد. نیازهای اصلی سازه در برابر زلزله عبارت‌اند از: سختی، مقاومت و شکل‌پذیری. نوع نیازهای اصلی ساختمان‌ها در برابر زلزله‌های ضعیف، متوسط، شدید و ماکزیمم با توجه به اهداف تعریف‌شده جهت مقابله با زلزله، متفاوت خواهد بود. در زلزله‌های ضعیف، سختی و مقاومت به ترتیب برای جلوگیری از خسارت اجزای غیر سازه‌ای و سازه‌ای و در زلزله‌های شدید، سختی، مقاومت و شکل‌پذیری جهت جلوگیری از تخریب اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای است. علاوه بر نیازهای ذکر شده، نیاز برگشت‌پذیری نیز حائز اهمیت است. در نیاز برگشت‌پذیری کرنش پسماند در اعضای سازه پس از زلزله، معیار اندازه‌گیری قرار می‌گیرد. یکی از راه‌های تأمین نیازهای سختی، مقاومت و شکل‌پذیری، استفاده از سیستم قاب خمشی یا مهاربندی فولادی است. این سیستم‌ها بر حسب میزان سختی، شکل‌پذیری و مقاومت دارای انواع مختلفی هستند که هر یک، عملکردهای متفاوتی از خود بروز می‌دهند. هنگامی که مهاربندها در معرض نیروهای فشاری بزرگ قرار می‌گیرند، در آن‌ها تغییرشکل کمانشی به وجود آمده و رفتار چرخه‌ای نامتقارن را در فشار و کشش نشان می‌دهند [۱]. تحقیقات بسیاری صرف بهسازی این مهاربندها جهت رسیدن به یک رفتار الاستوپلاستیک ایده‌آل گردیده است. برای رسیدن به این هدف لازم بود تا با استفاده از مکانیسم مناسبی از کمانش فشاری مهاربند که مانع از استهلاک انرژی مناسب در قاب می‌شد، جلوگیری شود و امکان تسلیم فشاری فولاد فراهم شود. این سیستم که قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کمانش‌تاب یا به اختصار (BRB)<sup>۱</sup> نامیده می‌شود، اگر بتوان این سیستم مهاربندی را به وسیله مصالح دارای خاصیت ارتجاعی بالا و کرنش پسماند اندک، نظیر آلیاژهای حافظه‌دار شکلی (SMA)<sup>۲</sup> تسلیم کرد، می‌توان به یک سیستم با برگشت‌پذیری بالا دست‌یافت.

در سال‌های اخیر، توجه محققان به استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار شکلی در سیستم‌های مهاربندی معطوف شده است. عسگریان و مرادی در سال ۲۰۱۱، مطالعات متعددی جهت بررسی قابلیت کاربرد این آلیاژها در مهندسی سازه و زلزله انجام دادند که نشان می‌دهد استفاده از این آلیاژها در سازه‌ها و به‌خصوص در مهاربند سازه‌های مهاربندی شده می‌تواند موجب کاهش تغییرشکل‌های پسماند پس از زلزله گردد [۲]. ماوریا و همکاران در سال ۲۰۱۶، مهاربند‌های کمانش‌تاب کوچکی با هسته‌ی کوچک‌تر و طول کوتاه پیشنهاد کردند که می‌توانند در سازه به‌عنوان فیوز و میراگر به کار روند [۳]. اوزجلیک و همکاران در سال ۲۰۱۷، مهاربند کمانش‌ناپذیری با شرایط اتصال متفاوت را به‌صورت تست‌های آزمایشگاهی پیشنهاد کردند. نوآوری این تحقیق ایجاد محدودیت‌های بیشتر در بخش‌های مختلف اتصال مصالح به هم می‌باشد. این قیود باعث کاهش نقص‌های موضعی و کمانش‌های آنی در بعضی بخش‌های مهاربند می‌گردد [۴]. شن و همکاران در سال ۲۰۱۷، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های با مهاربند‌های هم‌محور را با و بدون مهاربند‌های کمانش‌ناپذیر مطالعه کردند. نتایج تحقیق نشان داده است که قاب‌های با مهاربند‌های کمانش‌ناپذیر جابجایی‌های نسبی پسماند را کنترل نموده و ظرفیت تسلیم و فروریزش سازه را افزایش داده‌اند [۵]. سائزینگ و همکاران در سال ۲۰۱۸، با به کار بردن آلیاژ حافظه‌دار در قاب‌های با مهاربند‌های شورون هشتی کمانش‌ناپذیر، عملکرد قاب‌های با مهاربند‌های کمانش‌ناپذیر در دو حالت با و بدون آلیاژ حافظه‌دار را مطالعه کردند. در این تحقیق عدم توانایی مهاربند‌های کمانش‌ناپذیر در مهار جابجایی‌های نسبی پسماند بیان شده است، همچنین از توانایی این مهاربند‌ها در کاهش جابجایی نسبی طبقات تحت تحلیل‌های لرزه‌ای عنوان شده است [۶]. در سال ۲۰۱۹ نیز نظری مفرد در دو سازه ۴ و ۸ طبقه، آلیاژ حافظه‌دار شکلی را در هسته مهاربند کمانش‌تاب بکار بردند. سپس با انجام تحلیل پوش‌آور و دینامیکی افزایشی عملکرد لرزه‌ای آن را تحت ۶ شتاب‌نگاشت زلزله ارزیابی کردند [۷]. علیلو و پورامینیان در سال ۲۰۱۹، به بررسی شکنندگی لرزه‌ای قاب خمشی بتن‌آرمه مجهز به میراگرهای ویسکوالاستیک با استفاده از روش‌های FNA<sup>۳</sup> و NLTHA<sup>۴</sup> پرداخته‌اند. نتایج نشان داد که زمان در روش FNA کاهش‌یافته و منحنی‌های

<sup>1</sup> Buckling Restrained Brace

<sup>2</sup> Shape Memory Alloy

<sup>3</sup> the Fast Nonlinear Analysis

<sup>4</sup> the Nonlinear Time History Analysis

شکنندگی استخراج شده از این روش در حالت حدی عملکردی سازه تخمین دقیقی از خسارت را ارائه نمی‌دهد [۸]. هاشمی و همکاران در سال ۲۰۲۰، دو قاب با تعداد طبقات ۶ و ۱۲ دارای مهاربندهای کمانش تاب در دو حالت با و بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی مدل‌سازی کردند و ظرفیت فروریزش آن‌ها رو بررسی نمودند. نتایج نشان می‌دهد که ظرفیت فروریزش قاب‌های دارای مهاربند مجهز به آلیاژ حافظه‌دار شکلی نسبت به مهاربند کمانش تاب بیش‌تر می‌باشد [۹]. صادقی و همکاران در سال ۲۰۲۰، عملکرد سازه‌های قاب خمشی فولادی سه‌بعدی با شکل‌پذیری ویژه ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون و دینامیکی غیرخطی افزایشی بررسی نموده‌اند و در نهایت به‌منظور بررسی ظرفیت فروریزش آن‌ها از منحنی‌های شکست استفاده کردند. اثر زوال سختی و مقاومت المان‌های سازه را بر اساس نتایج مدل‌های آزمایشگاهی لحاظ کردند. نتایج نشان داد که ظرفیت فروریزش سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت زلزله‌های دور از گسل بیشترین و تحت زلزله‌های نزدیک گسل با پالس کمترین است و در بین آن‌ها سازه‌ی کوتاه مرتبه‌ی ۴ طبقه، ظرفیت فروریزش کمتری دارد [۱۰]. صابری و همکاران در سال ۲۰۲۰، عملکرد قاب‌های خمشی فولادی ۳، ۶ و ۹ طبقه را توسط تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی بار افزون و دینامیکی افزایشی (IDA) مورد ارزیابی قرار داده‌اند. از تحلیل‌های غیرخطی بار افزون با سه الگوی مختلف بار جانبی به‌منظور تعیین موقعیت محتمل مفاصل پلاستیک در لحظه‌ی فروریزش استفاده کردند تا بتوانند با بهره‌گیری از آن‌ها، مکانیسم‌های خرابی محتمل قاب‌های مذکور را مشخص نموده و از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی به‌منظور ارزیابی شدت‌های لرزه‌ای متناظر با شکل‌گیری هر یک از مکانیسم‌های خرابی استفاده کنند [۱۱]. مهدی‌زاده و همکاران در سال ۲۰۲۰، نقش شکل‌پذیری در ظرفیت فروریزش قاب‌های خمشی فولادی ۵ طبقه را به‌صورت احتمالاتی بررسی کردند. نتایج ظرفیت فروریزش بالاتر قاب خمشی فولادی ویژه را نسبت به قاب‌های خمشی متوسط و معمولی نشان داد و اینکه به ازای شتاب‌های طیفی فروریزش مختلف، کاربرد قاب خمشی ویژه به‌جای قاب خمشی متوسط و معمولی می‌تواند به ترتیب تا ۳۰ و ۵۰ درصد احتمال فروریزش را کاهش دهد [۱۲].

با توجه به اینکه فلسفه‌ی طراحی لرزه‌ای در آیین‌نامه‌ها بر مبنای رفتار غیرخطی سازه‌ها حین وقوع زلزله می‌باشد لذا این امر سبب می‌گردد تا سیستم‌های سازه‌ای پس از زلزله‌های با شدت متوسط و یا بالا دچار تغییر شکل‌های گسترده شده و به‌این ترتیب پس از وقوع زلزله قابل‌بازسازی نبوده و یا بازسازی آن‌ها بسیار پرهزینه و غیراقتصادی باشد. با توجه به اینکه آلیاژ حافظه‌دار شکلی مشکل اساسی این فلسفه طراحی رو که تغییر شکل‌های ماندگار سازه پس از مکانیسم شدن هست رو تا حدودی مرتفع می‌کند. نوآوری مقاله‌ی حاضر، تحلیل احتمالاتی و توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای در سطوح آماری ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد متناسب با سطوح عملکردی (IO، LS و CP) بر اثر اضافه کردن آلیاژ حافظه‌دار شکلی به سیستم مهاربندی کمانش تاب می‌باشد. در مقاله‌ی حاضر، منحنی‌های شکنندگی برحسب جابجایی نسبی و برش پایه قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه بر اساس تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی تحت زلزله و پس‌لرزه‌های متوالی ارائه شده‌اند. در نهایت وضعیت عملکردی قاب‌های مورد مطالعه در دو حالت با و بدون SMA تحت توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه بررسی و مقایسه شده است.

## ۲- مهاربند کمانش تاب

یکی از ضعف‌های مهاربندهای رایج، تفاوت بین ظرفیت کششی و فشاری و در نتیجه زوال در مقاومت این مهاربندها در مواجهه با بارگذاری چرخه‌ای است. اما در مهاربندهای کمانش تاب، هسته باید به‌گونه‌ای طراحی شود که هم در فشار و هم در کشش دچار تسلیم شود. برای جلوگیری از کمانش کلی در فشار، هسته در داخل یک غلاف فولادی قرار می‌گیرد و فضای بین غلاف و هسته فولادی با ملات یا بتن پر می‌شود. هسته فولادی در مهاربندهای کمانش تاب به سه بخش تقسیم شده است: ناحیه تسلیم، ناحیه انتقال و منطقه اتصال (شکل ۱). ناحیه تسلیم، قسمتی از طول هسته مهاربند است که در آن همه نیروهای لرزه‌ای از طریق جاری شدن هسته در کشش و فشار، مستهلک شده و از بین می‌روند. این منطقه دارای عرض مقطع کاهش یافته است تا مطمئن شویم که تسلیم در این ناحیه رخ می‌دهد. اطراف هسته توسط اجزای محدود کننده کاملاً پوشانده می‌شود تا از کمانش کلی یا موضعی مهاربند در ناحیه تسلیم جلوگیری شده

<sup>5</sup> Immediate Occupancy

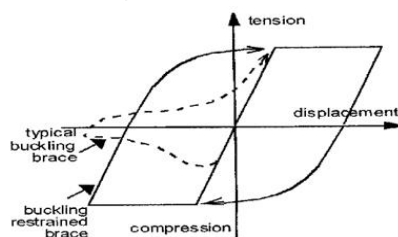
<sup>6</sup> Life Safety

<sup>7</sup> Collapse Prevention

و به طور کامل امکان تسلیم فشاری هسته فراهم شود. ناحیه انتقال قسمتی از هسته مهاربند است که کاملاً در دو طرف ناحیه تسلیم قرار گرفته است. این قسمت‌ها دارای عرض مقطع بیشتر از ناحیه تسلیم است و به همان شکل توسط اجزای محدود کننده، فرا گرفته شده‌اند. منطقه اتصال بخشی از مهاربند است که خارج از ناحیه محدود شده قرار گرفته است و برای اتصال مهاربند به سایر المان‌های قاب مورد استفاده قرار می‌گیرد. قسمت‌های A و B و C در شکل (۱) به ترتیب ناحیه تسلیم، ناحیه انتقال و منطقه اتصال را مشخص می‌کنند [۱۳]. در شکل (۲) رفتار هیستریزس مهاربند کمانش‌تاب با مهاربندهای رایج مقایسه شده است. در صورتی که مکانیسم مقاوم در کمانش دارای ابعاد مناسبی باشد، هسته می‌تواند در فشار جاری شده و مقاومت فشاری و کششی یکسانی را با رفتار منظم هیستریزس تا کرنش‌های بالای ۲٪ از خود بروز دهد. مهاربندهای کمانش‌تاب به دلیل رفتار لرزه‌ای قابل قبول، سادگی اجرا و جا دادن آسان، هم برای ساختمان‌های فولادی بلند مرتبه‌ی جدید و هم برای بهینه‌سازی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، چشم انداز مناسبی را نشان می‌دهند. قاب‌های دارای مهاربندهای کمانش‌تاب، حالت خاصی از مهاربندهای هم‌محور یا همگرا هستند که شکل‌پذیری بیشتری داشته و از توانایی جذب انرژی بالایی برخوردارند [۱۴].



شکل ۱: اجزای مهاربند کمانش‌تاب [۹].



شکل ۲: نمودار هیستریزس نیرو-تغییر مکان مهاربند کمانش‌تاب و مهاربند هم‌محور متداول [۱۴].

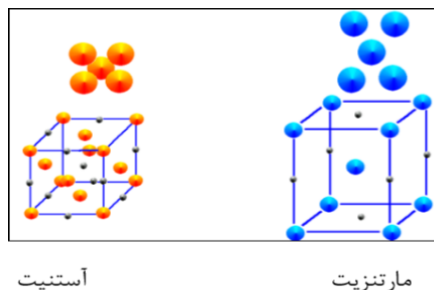
### ۳- آلیاژ حافظه‌دار شکلی

سیستم‌های هوشمند در مهندسی سازه به سیستم‌هایی اطلاق می‌شود که به‌طور خودکار قابلیت انطباق رفتار سازه در پاسخ به بارگذاری غیر مترقبه را دارا هستند تا بدین وسیله، ایمنی، افزایش عمر و کارایی سازه تأمین شود. استفاده از چنین مصالحی در اعضای ساختمانی فیوز شونده باعث می‌شود که پس از زلزله سازه آسیب‌دیده زودتر به حالت بهره‌برداری برگشت داشته باشد یا هزینه‌های تعمیر و بازسازی آن کاهش یابد. چنین سیستم سازه‌ای دارای قابلیت برگشت‌پذیری<sup>۸</sup> بالایی است و در راستای توسعه پایدار در صنعت ساختمان محسوب می‌شود. یکی از تکنولوژی‌های جدیدی که امکان دستیابی به این اهداف را میسر می‌سازد، ساخت و توسعه مواد هوشمند نظیر آلیاژهای حافظه‌دار شکلی است که به علت دارا بودن خصوصیات میکروسکوپی و ماکروسکوپی ممتازی همچون ظرفیت میرایی بالا، دوام، مقاومت در برابر خستگی و خوردگی، خاصیت فوق ارتجاعی یا شبه ارتجاعی، تغییر شکل‌ها و کرنش‌های بزرگ و برگشت‌پذیر که در مصالح سنتی موجود نیست، کاربردهای زیادی در زمینه‌های مختلف علوم و صنعت پیدا کرده‌اند. کاربرد الیاف حافظه‌دار شکلی در سیستم‌های جداگر لرزه‌ای، میراگرهای انرژی، اتصالات سازه‌ای، بتن مسلح هوشمند و کامپوزیت‌ها از جمله کاربردهای آلیاژهای حافظه‌دار می‌باشد.

فاز غالب در این آلیاژها، وابسته به دما و تنش‌های اعمالی است و با توجه به ترکیب شیمیایی و فرآیندهای ترمومکانیکی زمان ساخت، تنظیم می‌شوند [۱۵]. فاز پایدار در دمای بالا آستنیت و فاز پایدار در دمای پایین مارتنزیت نامیده می‌شود. ساختار کریستالی

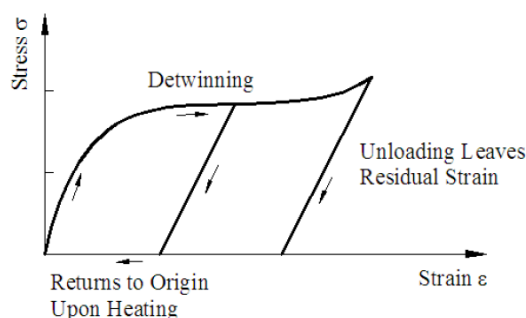
<sup>8</sup> Resiliense

آستنیت به صورت مکعبی است و دارای فاز دمایی بالا و استحکام بالا است. مارتنزیت دارای فاز دمایی پایین، ساختار مونوکلینیک و تقارن کمتر نسبت به آستنیت است. این دو فاز با اعمال دما یا تنش، قابل تبدیل به همدیگر می‌شوند و تمامی خصوصیات مکانیکی، الکتریکی و حرارتی آلیاژهای حافظه‌دار شکلی را تحت تأثیر قرار می‌دهد. (شکل ۳) [۱۶].



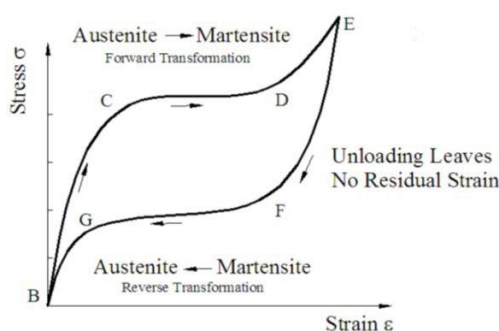
شکل ۳: فازهای اصلی در آلیاژهای حافظه‌دار شکلی [۱۶].

زمانی که دمای آلیاژ حافظه‌دار کمتر از  $A_s$  باشد، به دلیل پایدار بودن مارتنزیت در دماهای پایین، پس از باربرداری به آستنیت تبدیل نمی‌شود که موجب بر جای گذاشتن کرنش پسماند می‌شود. این کرنش پسماند نیز با اعمال دمای بالاتر از  $A_f$  به طور کامل حذف می‌شود که این فرایند در شکل (۴) نشان داده شده است. از آنجاکه این مواد شکل اولیه خود را به خاطر داشته و قادرند پس از اعمال دما به شکل اولیه خود بازگردند، مواد حافظه‌دار شکلی نام‌گذاری شده‌اند [۱۷].



شکل ۴: رفتار حافظه شکلی آلیاژهای حافظه‌دار شکلی هوشمند [۱۷].

اعمال تنش به یک ماده حافظه‌دار شکلی که در حالت اولیه آستنیت قرار دارد و دمای آن بالاتر از  $A_f$  می‌باشد، موجب می‌شود که آستنیت به مارتنزیت ایجاد شده توسط تنش تبدیل شود، چرا که آستنیت در تنش‌های بالا پایدار نمی‌باشد. این تبدیل منحنی تنش-کرنش ماده را به صورت غیرخطی در می‌آورد. در انتها تمامی آستنیت‌ها به مارتنزیت تبدیل خواهد شد و تبدیل پایان خواهد پذیرفت، لذا ماده دچار سخت‌شدگی خواهد شد. در هنگام باربرداری، مارتنزیت ناپایدار می‌شود و تبدیل معکوس رخ می‌دهد. تبدیل معکوس از روی یک مسیر متفاوت ماده را به مکان اولیه می‌رساند، که این فرایند در **Error! Reference source not found.** (۵) نشان داده شده است. این رفتار را فوق الاستیک یا شبه الاستیک می‌نامند چرا که هیچ کرنش پسماندی روی ماده باقی نخواهد ماند [۱۸].



شکل ۵: رفتار فوق الاستیک آلیاژهای حافظه دار شکل هوشمند [۱۸].

اگرچه بیشترین کاربرد آلیاژهای حافظه دار شکلی مربوط به میراگرها و مهاربندها است، نمونه‌هایی از استفاده آن‌ها در سیستم‌های جداساز نیز دیده می‌شود. در این سیستم‌ها علاوه بر جدا کردن سازه از فونداسیون خود، جذب انرژی و توانایی بازگشت به مرکز نیز فراهم می‌شود. آن‌ها از انتقال انرژی زلزله به سازه جلوگیری می‌کنند و در نتیجه، خسارت‌های به وجود آمده در سازه به شدت کاهش می‌یابد. کربی از این نوع جداساز در مدل چند درجه آزادی یک سازه استفاده کرد. نتایج کاهش شدید خسارت در سازه را نشان دادند [۱۸]. شوک و همکاران [۱۹] از جداساز ترکیبی ساخته شده از مصالح الاستوپلاستیک و میله‌های آلیاژهای حافظه دار شکلی به منظور کاهش خسارت در سازه‌ها استفاده کردند. نتایج نشان دادند که این جداساز باعث رفتار مناسب سازه بالای آن و کاهش شدید جابجایی نسبی‌های بین طبقه‌ای شده است. دولک و همکاران [۲۰] نیز در تحقیقی از جداسازی ترکیبی، شامل میله‌های آلیاژهای حافظه دار شکلی و مؤلفه‌های فولادی استفاده کردند.

تحقیقگران زیادی در زمینه تقویت و بهسازی پل‌ها برای مقابله با خسارت‌های لرزه‌ای مطالعاتی را انجام داده‌اند. اندرا و همکاران [۲۱] و دسروچس و همکاران [۲۲] کارآمدی آلیاژهای حافظه دار شکلی را برای مقاوم‌سازی و تقویت پل‌ها مورد ارزیابی قرار دادند. این ابزارها با هدف جذب انرژی به صورت متمرکز در محل‌هایی از سازه که کنترل آن در دسترس تر باشد و همچنین کاهش خسارت در پل‌های چند دهانه در آن‌ها قرار گرفتند. نمونه‌های عددی نشان می‌دهند که این آلیاژها نسبت به فولادها به طور مؤثرتری جابجایی‌های پل‌ها در مفصل‌ها را کاهش می‌دهند. ویژگی فوق ارتجاعی آلیاژهای حافظه دار شکلی این امکان را فراهم می‌کنند که تغییر شکل‌های بزرگ ایجاد شده در محل اتصال دو دهانه پل را بدون وارد شدن به محدوده پلاستیک تحمل کنند. علاوه بر این، در اثر چرخه‌های هیستریزس این آلیاژها، آن‌ها باعث جذب انرژی در محل اتصال دهانه پل می‌شوند. از این رو، استفاده از آلیاژهای حافظه دار شکلی در تقویت پل‌ها روشی کارآمد برای جلوگیری از بروز خسارت‌های شدید در آن‌ها خواهد شد.

یکی از مهم‌ترین محدودیت‌ها در مورد استفاده از آلیاژهای حافظه دار شکلی در مهندسی عمران، قیمت بالای آن‌ها در مقایسه با مصالح معمول ساختمانی است. همچنین، مقدار زیادی از مصالح دیگر که در کنار آن‌ها مورد نیاز است عامل دیگری در محدودیت استفاده از این آلیاژها است. علاوه بر آن، آماده‌سازی ابعاد مورد نیاز با توجه به سختی خیلی زیاد این آلیاژها برای کاربردهای مختلف است. کمبود دانش کافی در زمینه تبادل علم مواد و مهندسی عمران، استفاده از این آلیاژها را محدود کرده است [۲۳].

#### ۴- تحلیل شکنندگی

مشخصات و ویژگی‌های زمین‌لرزه و همچنین رابطه‌ی بین اندازه‌ی زمین‌لرزه و میزان خرابی از ابزارهای ضروری برای ارزیابی و تخمین سطح خرابی می‌باشند. منحنی‌های شکنندگی یکی از ابزارهای مفید برای دستیابی به این هدف می‌باشد. این منحنی‌ها می‌توانند نشان‌دهنده احتمال افزایش شرایط محدود آسیب و خسارت برای ساختارهای در معرض تحریک زمین‌لرزه باشند. تغییر مکان بیشینه‌ی بین طبقه‌ای، تغییر شکل محوری خمیری و همچنین چرخش مفاصل معمولاً به عنوان حالت‌های خسارت در آسیب‌پذیری در نظر گرفته می‌شوند [۲۴ و ۲۵]. منحنی‌های شکنندگی از توابع احتمالاتی برگرفته از مقادیر شدت برای حالات مختلف حدی به دست می‌آیند. برای به دست آوردن منحنی‌های شکنندگی از رابطه‌ی (۱) می‌توان استفاده نمود.

$$F_i(im) = P(D > d_i | IM = im) \quad (1)$$

که در آن  $F_i(im)$  احتمال آسیب،  $(D)$  سطح آسیبی بیش از یک حالت آسیب خاص  $(d_i)$  برای شدت حرکت زمین از  $IM=im$  می باشد. پارامتر شدت یک زمین لرزه می تواند توسط پیک شتاب زمین (PGA)، پیک سرعت زمین (PGV) و پیک جابجایی زمین (PGA) تعریف شود. حالت های آسیب "i" می تواند از هیچ حالت آسیب  $(i=0)$  تا حالت آسیب  $(i=n)$  متفاوت باشد. با در نظر گرفتن شاخص خسارت، معادله (۱) به صورت ابطه ی (۲) بیان می شود:

$$F_i(im) = P(DI > d_i | IM = im) \quad (2)$$

که در آن  $d_i$  شاخص آسیب برای حالات آسیب  $i$  ام می باشد. با توجه به تابع چگالی احتمال  $DI$  یا تابع توزیع تجمعی برای هر "im"  $f_{im}(di)$  و  $F_{im}(di)$  معادله (۳) را می توان از قضیه احتمالاتی به طریق زیر نوشت:

$$F_i(im) = P(DI > d_i | IM = im) = 1 - \int_{-\infty}^{d_i} f_{im}(di) d(di) \quad (3)$$

مقادیر شکنندگی در هر یک از  $S_a(F_i(S_a))$  توسط تغییر نمادهای معادله (۳) و جایگزینی شاخص توزیع خسارت  $f_{im}(di)$  توسط توزیع نرمال جابجایی نسبی بین طبقه ای  $[ISD_{Sa}, \sigma_{Sa}] = \Phi$  محاسبه شود. که در رابطه ی (۴)  $\overline{ISD_{Sa}}$  و  $\sigma_{Sa}$  مقادیر میانگین و انحراف معیار جابجایی نسبی ها می باشند.

$$F_i(S_a) = P(D > d_i | S_a = S_a) = 1 - P(D \geq d_i | S_a = S_a) = 1 - \Phi(\overline{ISD_{Sa}}, \sigma_{Sa}) \quad (4)$$

## ۵- مدل سازی

در این تحقیق، رفتار لرزه ای سازه های مجهز به مهاربند کمانش تاب بررسی می شود و تأثیر اضافه کردن آلیاژ حافظه دار شکلی در سیستم مهاربندی مورد مطالعه قرار می گیرد. به منظور نیل به اهداف این تحقیق ابتدا سه سازه ۳، ۶ و ۹ طبقه به صورت سه بعدی طراحی و در هر سازه یکی از قاب های کناری با استفاده از نرم افزار OpenSees [۲۶] به صورت دو بعدی مدل شده و رفتار غیر ارتجاعی قاب ها، که در دهانه های مختلف دارای مهاربند کمانش تابند، در دو حالت وجود و عدم وجود آلیاژ حافظه دار شکلی با استفاده از تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی تحت ۱۴ رکورد شامل زلزله اصلی و پس لرزه بررسی شده است. سپس منحنی های شکنندگی با استفاده از خروجی های تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی شامل جابجایی نسبی، برش پایه و شتاب توسط نرم افزار آماری Easyfit 5.5 ترسیم شده اند و از تفسیر نتایج آن در جهت تعیین سطوح عملکرد سازه بهره گرفته می شود. مدل های مورد نظر در این تحقیق بر اساس سازه های معرفی شده در مطالعه ی میلر می باشد [۲۷]. پلان سازه های مذکور بر اساس سازه های گروه SAC معرفی شده در FEMA 355c می باشد [۲۸]. تعداد دهانه ها در یک راستا ۴ و در راستای دیگر ۶ می باشد. فاصله ی دهانه ها ۹/۱ متر و ارتفاع طبقات ۴ متر می باشد. مدل های مورد نظر در تحلیل ها، قاب های دو بعدی ۳، ۶ و ۹ طبقه ی ۴ دهانه، استخراج شده از سازه های سه بعدی می باشند. اتصال تیر به ستون در این قاب ها مفصلی و اتصال ستون ها در تراز زمین مفصلی در نظر گرفته شده است. به منظور انجام تحلیل های غیر خطی از نرم افزار کد باز OpenSees استفاده شده است. نرم افزار OpenSees یک نرم افزار اجزای محدود است که به وسیله ی مازونی و همکاران تهیه شده است و همچنان در حال توسعه می باشد [۲۶]. نرم افزار OpenSees به طور تخصصی در حوزه سیستم های عملکردی خاک و سازه تحت زلزله ارائه شده است.

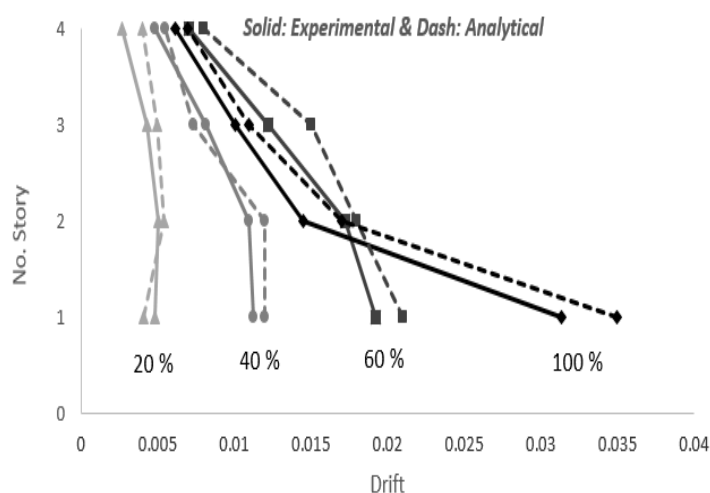
### ۵-۱- صحت سنجی

#### ۵-۱-۱- صحت سنجی قاب فولادی

در این تحقیق به منظور اعتماد در مدل سازی، مطالعه ی آزمایشگاهی سوویتا و همکاران در نظر گرفته شده است [۲۹]. در این مطالعه، یک سازه ی فولادی ۴ طبقه با ابعاد واقعی را در میز لرزه ی مرکز دفاعی ژاپن تحت شتاب نگاشت زلزله قرار داده اند و رفتار آن را در مرحله ی فروریزش مطالعه نمودند. تمام مشخصات مربوط به مقاطع و مصالح این سازه در مرجع [۲۹] ارائه شده است. در این تحقیق، برای اعمال بار لرزه ای به سازه ی فوق از زلزله ی ثبت شده ی Kobe در ایستگاه Takatori استفاده شده است که مؤلفه های این زلزله به سازه فوق اعمال و در نتیجه فروریزش سازه به علت فروریزش تدریجی در طبقه ی اول گزارش شده است. مطابق مرجع مورد نظر، زلزله ها در ۴ سطح



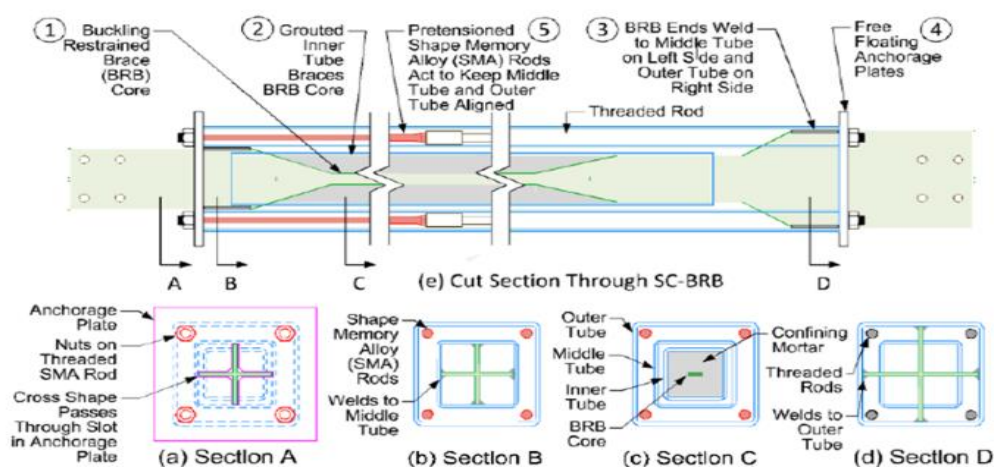
۲۰٪، ۴۰٪، ۶۰٪ و ۱۰۰٪ شتاب، به سازه اعمال و بیشترین نسبت جابجایی نسبی طبقه بر ارتفاع طبقه سازه با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد. مطابق شکل (۶)، نتایج به دست آمده در این تحقیق نیز مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشت.



شکل ۶: نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی سازهی مورد نظر تحت زلزلهی Kobe

### ۵-۱-۱- صحت سنجی مهاربند کمانش تاب مجهز به آلیاژ حافظه دار شکلی

به منظور صحت سنجی مدل سازی و شبیه سازی در نرم افزار OpenSees از مدل آزمایشگاهی شامل مهاربند کمانش تاب با میله های آلیاژ حافظه دار شکلی، ارائه شده در مطالعه ی میلر استفاده شده است [۲۷]. سیستم SC-BRB در شکل (۷) توصیف شده است. در بطن این سیستم هسته BRB قرار گرفته است که توسط ملات درون غلاف پوشانده شده است. جوش هسته میانی با غلاف های بیرونی و میانی از طریق المان گپ مدل سازی شده است که منجر به عملکرد مناسب آلیاژهای حافظه دار شکلی با المان سازه ای شده است. برای مدل سازی مهاربند کمانش تاب در OpenSees از المان خرپایی Corot Truss بهره برده می شود که عملکرد هم زمان میله های آلیاژ حافظه دار شکلی و همچنین تیوپ های داخلی و میانی و بیرونی در آن تعبیه شده است. جهت ممانعت از کمانش مهاربند مورد نظر در مدل آزمایشگاهی از ملات استفاده شده است، همچنین ۴ میله آلیاژ حافظه دار شکلی به کار برده شده نیز در شکل (۷) نشان داده شده است. رفتار آلیاژ حافظه دار توسط دستور Self Centering شبیه سازی شده است.

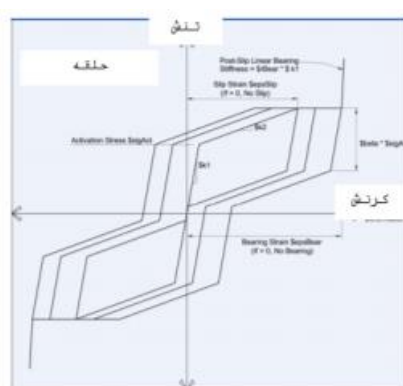


شکل ۷: مدل آزمایشگاهی مهاربند کمانش تاب مجهز به میله های SMA [۲۷].

رفتار آلیاژ حافظه‌دار شکلی مورد استفاده در این تحقیق مطابق شکل (۸) در اثر بارگذاری و باربرداری بدون کرنش پسماند می‌باشد. مشخصات آلیاژ حافظه‌دار شکلی مطابق جدول (۱) چنان تعیین شده است که به هنگام تسلیم هسته مهاربندهای کمانش تاب جاری گردد.

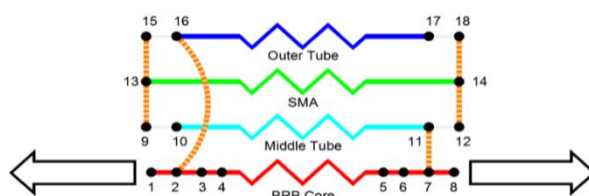
جدول ۱: مشخصات مکانیکی آلیاژ حافظه‌دار بر اساس منحنی رفتار ارائه شده [۳۰].

Material	Initial stiffness (K1) (N/m2)	Final stiffness (K2) (N/m2)	Activation stress (N/m2)	$\beta$
Shape Memory Alloy	63431792000	2080412987	268895640	0.5

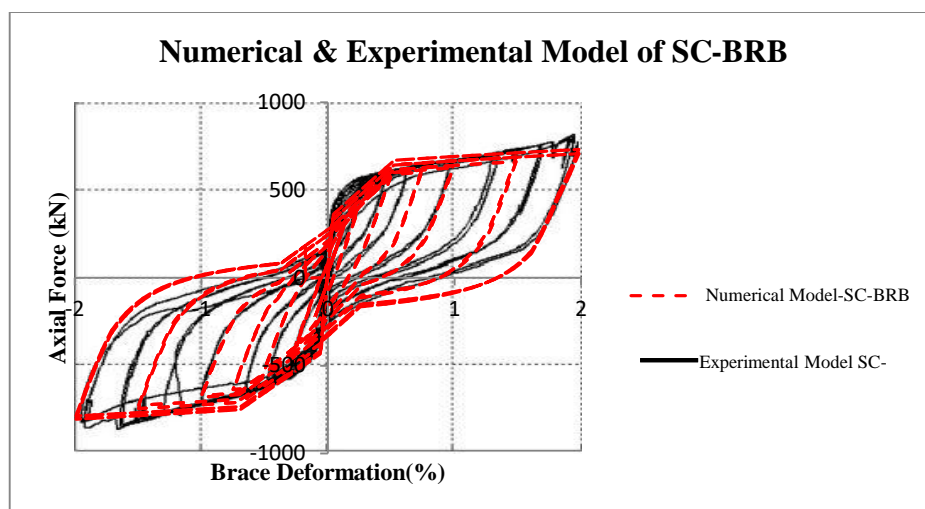


شکل ۸: رفتار آلیاژ حافظه‌دار بر اساس شبیه‌سازی با دستور Self-Centering در نرم‌افزار OpenSees [۳۰].

مدل آزمایشگاهی مهاربند صلیبی شکل است و هسته آن مستطیل شکل می‌باشد و رفتار پرچمی شکل دارد. به منظور شبیه‌سازی اتصال بین غلاف‌های داخلی، میانی، بیرونی و میله آلیاژ حافظه‌دار در نرم‌افزار OpenSees از المان‌های گپ استفاده شده است. در نرم‌افزار OpenSees از المان Gap element بین میله SMA و غلاف بیرونی و داخلی استفاده شده است. المان Gap به عنوان المان Zero length با سختی کم اما غیر صفر در حالت فشاری تعریف شده است. در شکل (۹) نمودار شماتیک مدل سازی در نرم‌افزار OpenSees نشان داده شده است. هم‌پوشانی نمودارهای هیستریزس نیروی محوری-تغییر شکل مهاربند مدل آزمایشگاهی و مدل شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار OpenSees در این تحقیق در شکل (۱۰) ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود با مدل سازی این مهاربند در نرم‌افزار OpenSees نتایج قابل قبولی در ارزیابی صحت مدل سازی به دست آمده است.



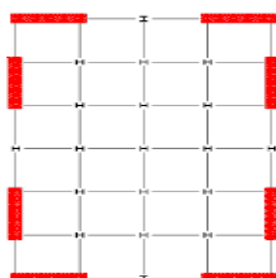
شکل ۹: نمودار شماتیک مدل سازی عددی در نرم‌افزار OpenSees.



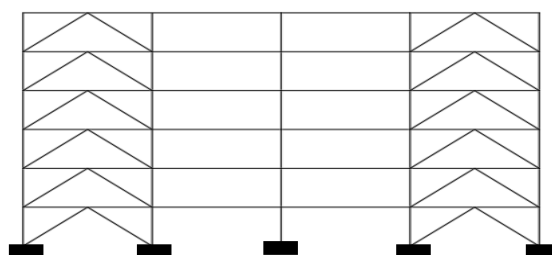
شکل ۱۰: مقایسه نتیجه تحلیل رایانه‌ای توسط نرم‌افزار OpenSees و آزمایشگاهی.

## ۲-۵- مکانیسم مدل‌سازی سازه‌های دارای مهاربند کمانش‌تاب

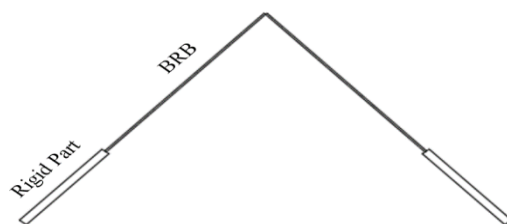
پلان سازه‌های مورد بررسی مطابق شکل (۱۱) می‌باشد. پلان ارائه شده دارای ۴ دهانه‌ی طولی ۹/۱ متری و ۶ دهانه‌ی عرضی ۹/۱ متری می‌باشد. هرچند مدل‌های طراحی شده به صورت سه‌بعدی است، ولی تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی در OpenSees با در نظر گرفتن قاب دو بعدی از سازه‌های مورد مطالعه ۳، ۶ و ۹ طبقه انجام گرفته است. از این رو قاب کناری ۴ دهانه سازه استخراج و در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شده است. ارتفاع هر طبقه ۴ متر لحاظ شده است. با توجه به پیکربندی یکسان مهاربند کمانش‌تاب و آلیاژ حافظه‌دارشکلی در قاب‌های مورد مطالعه، تنها پیکربندی قاب ۶ طبقه به عنوان سازه‌ی میان مرتبه مطابق شکل (۱۲) ارائه شده است. در این تحقیق مطابق شکل (۱۳) مهاربندهای قاب‌ها به ترتیب شامل دو بخش الاستیک صلب، هسته‌ی مهاربند کمانش‌تاب می‌باشد. در نرم‌افزار OpenSees بخش الاستیک با دستور ElasticBeamColumn و بخش هسته‌ی کمانش‌تاب با دستور Corot Truss مدل‌سازی شده است. ملاحظه می‌گردد که بخشی از المان قطری به عنوان المان صلب لحاظ گردیده است.



شکل ۱۱: پلان سازه‌های مورد مطالعه در این تحقیق [۲۷].



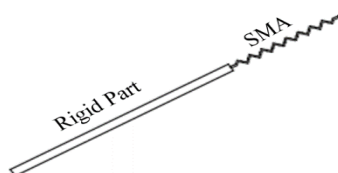
شکل ۱۲: قاب کناری استخراج شده از سازه‌ی ۶ طبقه‌ی سه‌بعدی مورد نظر.



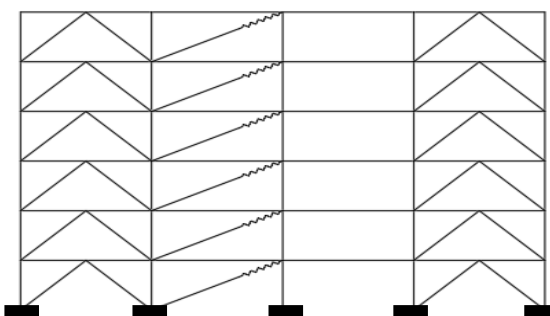
شکل ۱۳: مکانیسم مدل سازی مهاربندهای کمانش تاب.

### ۳-۵- مکانیسم مدل سازی سازه های دارای مهاربند کمانش تاب مجهز به آلیاژ حافظه دار شکلی

بخش آلیاژ حافظه دار در مهاربندهای مجهز به آلیاژ حافظه دار با المان خرپائی Corot Truss و رفتار آن توسط دستور Self Centering شبیه سازی شده است. این نوع از المان ها تحت بارهای فشاری دچار کمانش نمی گردند. مکانیسم مدل سازی آلیاژ حافظه دار در شکل (۱۴) نشان داده شده است. به منظور اتصال بخش خرپائی که دو انتها مفصل محسوب می شود، از یکسان سازی درجات آزادی توسط دستور Equal DOF استفاده شده است. شکل (۱۵) قاب ۶ طبقه مهاربندی شده با BRB و مجهز به آلیاژ حافظه دار شکلی را نشان می دهد.



شکل ۱۴: مکانیسم مدل سازی آلیاژ حافظه دار قطری.



شکل ۱۵: قاب ۶ طبقه مورد نظر با مهاربندهای کمانش تاب Chevron و آلیاژ حافظه دار قطری.

### ۶- شتاب نگاشت های مورد استفاده

به منظور انجام تحلیل های غیرخطی، شتاب نگاشت های زلزله های مورد نیاز از مطالعه ی روئیز گارسیا و همکاران در سال ۲۰۱۰ استخراج شده است [۳۱]. در این تحقیق، ۱۴ رکورد لرزه ای نزدیک گسل شامل لرزه ی اصلی و پس لرزه انتخاب شده است. شتاب نگاشت های مورد نظر با مشخصات مندرج در جدول (۲) از سایت PEER [۳۲] استخراج شده اند و با استفاده از نرم افزار SeismoSignal [۳۳] طیف پاسخ الاستیک با میرایی ۵٪ به دست آمده است.

جدول ۲: معرفی زلزله‌های مورد نظر [۳۱].

N0	Magnitude	PGA ( $\frac{cm}{s^2}$ )	Earthquake	Earthquake Station	
۱	۷/۶	۵۵۹/۶	Main Shock	JEFP 1994 O 117	Jensen Filter Plant
۲	۵/۱	۴۷/۴	After Shock	JEFP 1994 O 117	Jensen Filter Plant
۳	۶/۷	۵۵۹/۶	Main Shock	JEFG 1994 O 117	Jense Filter Plant Generator
۴	۵/۱	۷۰/۳	After Shock	JEFG 1994 O 117	Jense Filter Plant Generator
۵	۶/۷	۵۷۱/۷	Main Shock	NEWH 1994 O 117	Newhall - Fire Station
۶	۵/۳	۵۳/۹	After Shock	NEWH 1994 O 117	Newhall- Fire Station
۷	۶/۷	۴۲۴/۳	Main Shock	PACO 1994 O 117	Pacoima Kagel Canyon
۸	۶/۱	۶۳/۸	After Shock	PACO 1994 O 117	Pacoima Kagel Canyon
۹	۵/۳	۳۶۵/۴	Main Shock	TARZ 1994 O 117	Tarzana – Cedar Hill A
۱۰	۵/۲	۶۷/۶	After Shock	TARZ 1994 O 117	Tarzana – Cedar Hill A
۱۱	۶/۷	۵۷۸/۳	Main Shock	NEWH 1994 O 117	Newhall- Fire Station
۱۲	۵/۳	۵۹/۱	After Shock	NEWH 1994 O 117	Newhall- Fire Station
۱۳	۵/۳	۲۷۹/۳	Main Shock	JEFP 1994 O 117	Jensen Filter Plant
۱۴	۵/۱	۵۶/۷	After Shock	JEFP 1994 O 117	Jensen Filter Plant

## ۷- تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی

تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی یکی از انواع تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی هست که روشی پیچیده، زمان‌بر و درعین حال دقیق بوده و برای ارزیابی نیازهای غیر الاستیک سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های حرکت زمین (نزدیک به گسل، دور از گسل و یا توالی زلزله و پس‌لرزه) مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این تحلیل، آثار مدهای بالاتر و تغییرات الگوی بار اینرسی به علت نرم‌شدگی سازه در حین زلزله به‌طور خودکار در نظر گرفته می‌شود و به‌صورت مستقیم، تغییر مکان کلی حداکثر که توسط یک شتاب‌نگاشت مشخص به سازه اعمال می‌گردد، تعیین شده و نیازی به تخمین زدن این پارامتر نیاز بر پایه روابط تجربی تئوریک نمی‌باشد. این تحلیل به تغییراتی نظیر خصوصیات شتاب‌نگاشت و رفتار سخت‌شدگی غیرخطی المان‌های مورد استفاده بسیار حساس هست. به‌طور مثال دو رکورد که با استفاده از یک طیف پاسخ مقیاس شده‌اند، ممکن است در پیش‌بینی توزیع و مقدار رفتار غیر الاستیک سازه باهم تفاوت‌های قابل توجهی داشته باشند. به همین دلیل برای کاهش پراکندگی نتایج و برآورد صحیح نیازهای لرزه‌ای، لازم است تحلیل‌های تاریخچه زمانی متعددی انجام شود. بند ۲-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰ ایران، مقرر داشته است که در صورت استفاده از سه رکورد، بیشینه پاسخ‌ها و در صورت استفاده از ۷ رکورد، مقدار میانگین نتایج، ملاک عمل قرار گیرد [۳۴].

### ۷-۱- ارزیابی احتمالاتی منحنی شکنندگی بر اساس تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی

روش‌های تحلیلی تاریخچه زمانی دینامیکی غیرخطی از قابل‌اعتمادترین روش‌های تحلیلی برای تولید منحنی‌های شکنندگی می‌باشند. در این روش پاسخ لرزه‌ای سازه با اعمال حرکات زمین لرزه‌های مختلف به‌صورت تاریخچه زمانی غیرخطی، شبیه‌سازی می‌شود. در این روش‌ها با توجه به در نظر گرفتن بارگذاری دینامیکی واقعی، رفتار غیرخطی سازه‌ها به‌صورت دقیق‌تر و با فرضیات ساده‌کننده‌ی کمتری به‌دست خواهد آمد. منحنی‌های شکنندگی تولیدشده توسط آنالیزهای دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی از مهم‌ترین روش‌ها در توسعه منحنی‌های شکنندگی تحلیلی سازه‌ها می‌باشد. این روش زمان‌برترین و درعین حال قابل‌اعتمادترین روش تحلیلی می‌باشد. گزارش PEER [۳۵] پروسه تولید منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی را به‌صورت زیر بیان می‌کند:

- ایجاد مدل فیزیکی مناسبی از سازه مورد مطالعه.

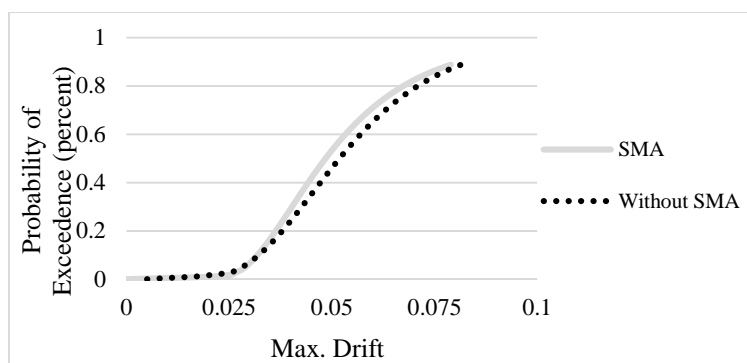
- تهیه کاتالوگ لرزه‌ای شتاب زلزله به نحوی که سطوح مختلفی از شدت حرکت زمین را دربرگیرند.
- انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی برای مدل و شبیه‌سازی مجموعه‌ای از داده‌های پاسخ سازه و انجام آنالیز رگرسیون روی داده‌های پاسخ شبیه‌سازی شده و به دست آوردن مشخصه‌های احتمالی تقاضای سازه‌ای به صورت تابعی از پارامتر حرکت زمین.
- تعریف مدهای خرابی سازه و به دست آوردن مشخصه‌های احتمالی متناظر با هر حالت خرابی.
- محاسبه احتمال شرطی تجاوز تقاضای سازه‌ای از ظرفیت سازه‌ای برای سطوح مختلف لرزه‌ای.
- رسم منحنی‌های شکنندگی به صورت تابعی از پارامتر انتخابی حرکت زمین (بیشینه جابجایی نسبی و بیشینه برش پایه).

## ۸- بحث و بررسی نتایج

نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌های دارای مهاربند کمانش تاب با و بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی به صورت ۳، ۶ و ۹ طبقه تحت ۱۴ رکورد توالی زلزله‌های اصلی و پس‌لرزه به صورت جداگانه ارائه می‌گردد تا بتوان به درستی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌های فولادی دارای سیستم مهاربند کمانش تاب را در دو حالت با و بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی بررسی نمود. برای مثال هر کدام از ۲ سازه‌ی ۳ طبقه تحت ۷ زلزله اصلی و پس‌لرزه متوالی تحلیل تاریخچه زمانی شده است. به عبارتی جمعاً ۷ تحلیل تاریخچه زمانی برای هر قاب ۳ طبقه انجام شده است و برای تمامی مدل‌های ۳ طبقه ۱۴ تحلیل انجام شده است. خروجی‌های تحلیل شامل منحنی‌های شکنندگی بیشینه تغییرشکل نسبی میان طبقه‌ای و بیشینه برش پایه می‌باشد. مطابق شکل (۱۶)، منحنی‌های شکنندگی حداکثر جابجایی نسبی قاب‌های ۶ طبقه را تحت زلزله‌های معرفی شده نشان می‌دهد. مطابق این شکل می‌توان تفسیر احتمالاتی از رفتار مدل‌های مهاربند کمانش تاب با و بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی را ارائه نمود. منحنی‌های شکنندگی را می‌توان برای سطوح احتمال ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد (معادل  $Z=1$  و  $Z=0$ ،  $Z=-1$  در توزیع لوگ نرمال) خلاصه نمود که این روش در تحقیقات مختلف مانند گزارش‌های PEER رایج می‌باشد [۳۵].

مطابق جدول (۳)، خلاصه‌ی منحنی‌های شکنندگی شکل (۱۶)، را نشان می‌دهد، همچنین می‌توان مقادیر عددی سطوح عملکرد را توسط چند عدد میانی به همراه شاخص پراکندگی (انحراف معیار) در نظر گرفت و بدین منظور از مقادیر ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ به عنوان مقادیر عددی خسارت و شدت در هر سطح عملکرد استفاده شده است و مطابق این جدول به عنوان نمونه در سطح احتمال ۵۰ درصد، حداکثر جابجایی نسبی سازه‌ی با SMA ۰،۰۴۵، سازه‌ی بدون SMA ۰،۰۵۵ خواهد بود در سطح احتمال ۸۴ درصد، حداکثر جابجایی نسبی سازه‌ی با SMA ۰،۰۷، سازه‌ی بدون SMA ۰،۰۷۵ می‌باشد که نشان‌دهنده‌ی تأثیر SMA در کاهش جابجایی نسبی سازه‌ی می‌باشد. با توجه به اینکه در نشریه‌ی ۳۶۱ (بهسازی) [۲۹] جابجایی نسبی ۰،۰۷ و ۲/۵ و ۵ درصد به عنوان سطوح عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه‌ی فروریزش (CP) بیان شده است، احتمال رخداد این سطوح در جدول (۴) ارائه شده است. لازم به ذکر است که سطح عملکردی: نشان‌دهنده حداکثر خرابی مورد انتظار سازه می‌باشد به طوری که اگر خرابی از این حد افزایش یابد، سطح عملکردی سازه نیز تغییر پیدا خواهد کرد. وضعیت کلیه اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای در تعریف این سطوح عملکردی دخیل می‌باشند. هر سطح عملکردی، شرایطی را جهت محدود کردن ماکزیمم خسارت وارد به سازه، در اثر یک زمین‌لرزه معین ارائه می‌نماید. در ادامه سطوح عملکردی معرفی می‌شود: **سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه**، به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله، مقاومت و سختی اجزای ساده تغییر قابل توجهی پیدا نکند و استفاده‌ی بی‌وقفه از آن ممکن باشد و اجزای غیر سازه‌ای در اثر زلزله دچار خرابی جزئی شوند، به گونه‌ای که پس از زلزله، راه‌های دسترسی و فرار مانند درها، راهروها، پله‌ها، آسانسورها و روشنایی آن‌ها مختل نشده و استفاده از ساختمان بی‌وقفه میسر باشد. **سطح عملکرد ایمنی جانی**، به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله، خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی‌ها به اندازه‌ای نباشد که منجر به خسارت جانی شود و خرابی اجزای غیر سازه‌ای در اثر زلزله خطر، جدی برای جان ساکنین به وجود نیارد.

**سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش**، به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله، خرابی گسترده‌ای در سازه ایجاد می‌شود، اما ساختمان فروریزد و تلفات جانی به حداقل برسد [۳۶].



شکل ۱۶: منحنی‌های شکنندگی حداکثر جابجایی نسبی قاب‌های ۳ طبقه تحت توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه با و بدون SMA

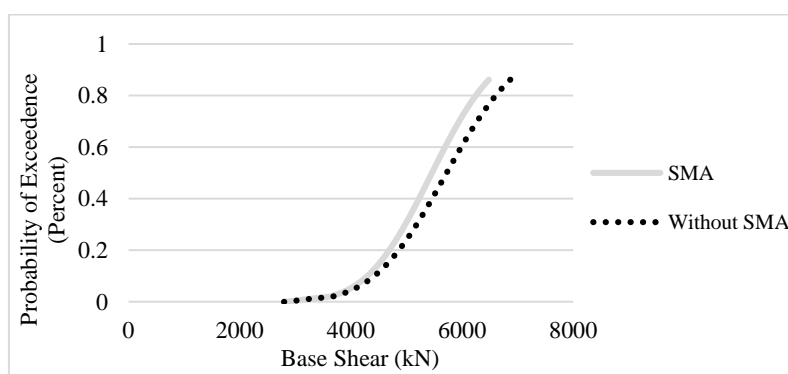
جدول ۳: جابجایی نسبی حداکثر قاب‌های ۳ طبقه تحت رکوردهای موردنظر در سطوح مختلف احتمال

	Statistical Level (%)	With SMA	Without SMA
Max. Drifts	۱۶	۰,۰۲۵	۰,۰۳۵
	۵۰	۰,۰۴۵	۰,۰۵۵
	۸۴	۰,۰۷	۰,۰۷۵

جدول ۴: احتمال رخداد سطوح عملکرد مختلف در قاب‌های ۳ طبقه تحت رکوردهای موردنظر در سطوح مختلف احتمال

	Statistical Level (%)	With SMA	Without SMA
Max. Drifts	IO	۹۹,۵	۹۹,۵
	LS	۹۸,۴	۹۶,۷
	CP	۴۹	۶۰

مطابق جدول (۴) به‌عنوان نمونه احتمال رخداد سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش (CP) در سازه‌ی ۳ طبقه با SMA تحت رکوردهای موردنظر ۴۹ درصد و سازه‌ی بدون SMA ۶۰ درصد می‌باشد به عبارتی سازه‌ی بدون SMA در مقایسه با حالت SMA ۱۸ درصد بیش‌تر احتمال قرار گرفتن در شرایط آستانه‌ی فروریزش را دارد. به همان ترتیب مقایسه را برای سازه‌های موردنظر می‌توان انجام داد. شکل (۱۷) منحنی شکنندگی حداکثر برش پایه سازه‌های ۳ طبقه را تحت ۷ رکورد زلزله اصلی و پس‌لرزه متوالی نشان می‌دهد و جدول (۵) خلاصه‌ی منحنی‌های شکنندگی شکل (۱۷) را در سه سطح احتمال ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد نشان می‌دهد.

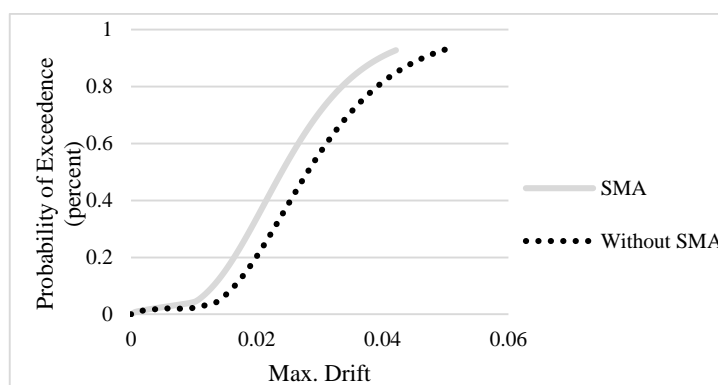


شکل ۱۷: منحنی‌های شکنندگی حداکثر برش پایه‌ی قاب‌های ۳ طبقه تحت توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه با و بدون SMA

جدول ۵: برش پایه‌ی حداکثر قاب‌های ۳ طبقه برحسب (kN) تحت رکوردهای موردنظر در سطوح مختلف احتمال

Performance Criteria	With SMA	Without SMA
۱۶	۴۶۴۰٫۸۲	۴۹۹۷٫۰۶
۵۰	۵۵۱۹٫۷۹	۵۸۸۹٫۳۶
۸۴	۶۴۸۴٫۹۳	۶۸۷۱٫۵

مطابق جدول (۵)، به‌عنوان نمونه، در سطح احتمال ۵۰ درصد، حداکثر برش پایه‌ی سازه‌ی با SMA ۵۵۱۹٫۷۹ و سازه‌ی بدون SMA ۵۸۸۹٫۳۶ کیلو نیوتن می‌باشد. شکل (۱۸) منحنی‌های شکنندگی حداکثر جابجایی نسبی طبقات قاب‌های ۶ طبقه را تحت زلزله-های معرفی شده نشان می‌دهد. جدول (۶) خلاصه‌ی منحنی‌های شکنندگی شکل (۱۸) را نشان می‌دهد. مطابق این جدول به‌عنوان نمونه در سطح احتمال ۵۰ درصد، حداکثر جابجایی نسبی مدل با SMA ۰/۰۲۵، مدل بدون SMA ۰/۰۳۵ خواهد بود. احتمال رخداد سطوح عملکرد در جدول (۷) ارائه شده است.



شکل ۱۸: منحنی‌های شکنندگی حداکثر جابجایی نسبی قاب‌های ۶ طبقه تحت توالی زلزله اصلی با و بدون SMA

جدول ۶: جابجایی نسبی حداکثر قاب‌های ۶ طبقه تحت رکوردهای موردنظر در سطوح مختلف احتمال

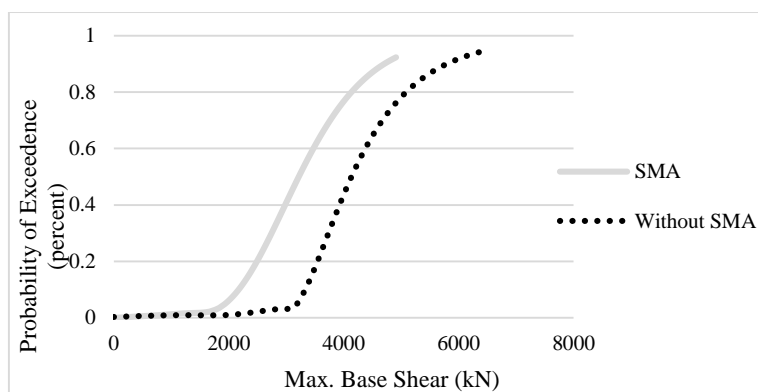
	Statistical Level (%)	With SMA	Without SMA
Max. Drifts	۱۶	۰٫۰۱۲	۰٫۰۲۲
	۵۰	۰٫۰۲۵	۰٫۰۳۵
	۸۴	۰٫۰۳۶	۰٫۰۵۵

جدول ۷: احتمال رخداد سطوح عملکرد مختلف در قاب‌های ۶ طبقه تحت رکوردهای موردنظر در سطوح مختلف احتمال

	Statistical Level (%)	With SMA	Without SMA
Max. Drifts	IO	۹۹	۹۹
	LS	۹۷	۹۵
	CP	۳۰	۶۵

مطابق جدول (۷) به‌عنوان نمونه احتمال رخداد سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش (CP) در سازه‌ی ۶ طبقه با SMA تحت رکوردهای موردنظر ۳۰ درصد و سازه‌ی بدون SMA ۶۵ درصد می‌باشد به عبارتی سازه‌ی بدون SMA در مقایسه با حالت SMA ۵۳ درصد بیش‌تر احتمال قرار گرفتن در شرایط آستانه‌ی فروریزش را دارد. به همان ترتیب سایر مقایسه‌ها را برای سازه‌های موردنظر می‌توان انجام داد. شکل (۱۹) منحنی شکنندگی حداکثر برش پایه سازه‌های ۶ طبقه را تحت ۷ رکورد زلزله اصلی و پس‌لرزه متوالی نشان می‌دهد و جدول (۸) خلاصه‌ی منحنی‌های شکنندگی شکل (۱۹) را در سه سطح احتمال ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد نشان می‌دهد.



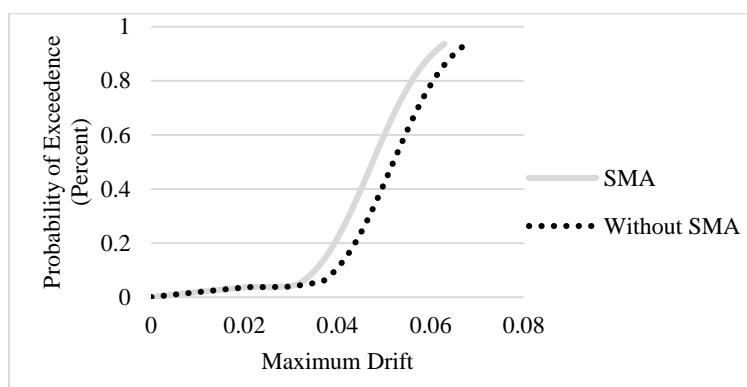


شکل ۱۹: منحنی‌های شکنندگی حداکثر برش پایه‌ی قاب‌های ۶ طبقه تحت توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه با و بدون SMA

جدول ۸: برش پایه‌ی حداکثر قاب‌های ۶ طبقه برحسب (kN) تحت رکوردهای موردنظر در سطوح مختلف احتمال

Performance Criteria	With SMA	Without SMA
۱۶	۲۲۳۴,۱۰	۳۴۵۶,۹۰
۵۰	۳۲۰۰,۳۷	۴۱۰۰
۸۴	۴۰۵۰	۵۸۵۰,۲

مطابق جدول (۸)، به‌عنوان نمونه، در سطح احتمال ۵۰ درصد، حداکثر برش پایه‌ی سازه‌ی با SMA ۳۲۰۰,۳۷ و سازه‌ی بدون SMA ۴۱۰۰ کیلو نیوتن می‌باشد و در سطح احتمال ۸۴ درصد، حداکثر برش پایه‌ی سازه‌ی با SMA ۴۰۵۰ و سازه‌ی بدون SMA ۵۸۵۰,۲ کیلو نیوتن می‌باشد. شکل (۲۰) منحنی‌های شکنندگی حداکثر جابجایی نسبی طبقات قاب‌های ۶ طبقه را تحت زلزله‌های معرفی شده نشان می‌دهد. جدول (۹) خلاصه‌ی منحنی‌های شکنندگی شکل (۲۰) را نشان می‌دهد. مطابق این جدول به‌عنوان نمونه در سطح احتمال ۵۰ درصد، حداکثر جابجایی نسبی مدل با SMA ۰/۰۴۵، مدل بدون SMA ۰/۰۵۱ و در سطح احتمال ۸۴ درصد، حداکثر جابجایی نسبی مدل با SMA ۰/۰۵۵، مدل بدون SMA ۰/۰۶۴ خواهد بود. احتمال رخداد سطوح عملکرد در جدول (۱۰) ارائه شده است.



شکل ۲۰: منحنی‌های شکنندگی حداکثر جابجایی نسبی قاب‌های ۹ طبقه تحت زلزله اصلی با و بدون SMA

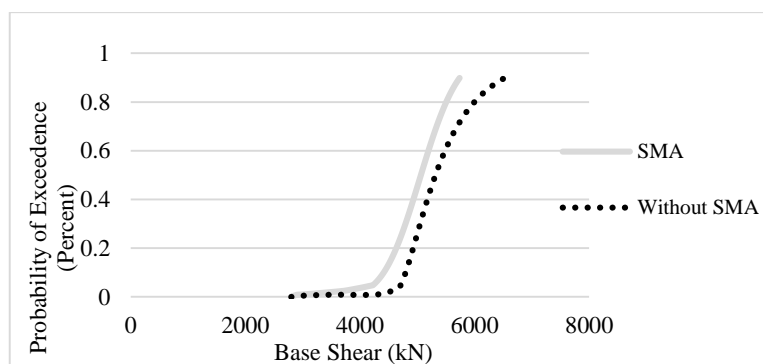
جدول ۹: جابجایی نسبی حداکثر قاب‌های ۹ طبقه تحت رکوردهای موردنظر در سطوح مختلف احتمال

	Statistical Level (%)	With SMA	Without SMA
Max. Drifts	۱۶	۰,۰۳۷	۰,۰۴۲
	۵۰	۰,۰۴۵	۰,۰۵۱
	۸۴	۰,۰۵۵	۰,۰۶۴

جدول ۱۰: احتمال رخداد سطوح عملکرد مختلف در قاب‌های ۹ طبقه تحت رکوردهای موردنظر در سطوح مختلف احتمال

	Statistical Level (%)	With SMA	Without SMA
Max. Drifts	IO	۹۹	۹۹,۵
	LS	۹۸	۹۶
	CP	۳۵	۷۰

مطابق جدول (۱۰) به‌عنوان نمونه احتمال رخداد سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش (CP) در سازه‌ی ۹ طبقه با SMA تحت رکوردهای موردنظر ۳۵ درصد و سازه‌ی بدون SMA ۷۰ درصد می‌باشد به عبارتی سازه‌ی بدون SMA در مقایسه با حالت SMA ۵۰ درصد بیش‌تر احتمال قرار گرفتن در شرایط آستانه‌ی فروریزش را دارد. به همان ترتیب سایر مقایسه‌ها را برای سازه‌های موردنظر می‌توان انجام داد. شکل (۲۱) منحنی شکنندگی حداکثر برش پایه سازه‌های ۹ طبقه را تحت ۷ رکورد زلزله اصلی و پس‌لرزه متوالی نشان می‌دهد و جدول (۱۱) خلاصه‌ی منحنی‌های شکنندگی شکل (۲۱) را در سه سطح احتمال ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد نشان می‌دهد.



شکل ۲۱: منحنی‌های شکنندگی حداکثر برش پایه‌ی قاب‌های ۹ طبقه تحت توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه با و بدون SMA

جدول ۱۱: برش پایه‌ی حداکثر قاب‌های ۹ طبقه برحسب (kN) تحت رکوردهای موردنظر در سطوح مختلف احتمال

Performance Criteria	With SMA	Without SMA
۱۶	۴۵۵۰,۲۲	۵۰۰۰
۵۰	۵۰۱۰	۵۶۴۰,۳
۸۴	۵۸۲۰,۹	۶۱۵۰,۱

مطابق جدول (۱۱)، به‌عنوان نمونه، در سطح احتمال ۵۰ درصد، حداکثر برش پایه‌ی سازه‌ی با SMA، ۵۰۱۰ و سازه‌ی بدون SMA ۵۶۴۰,۳ کیلو نیوتن می‌باشد و در سطح احتمال ۸۴ درصد، حداکثر برش پایه‌ی سازه‌ی با SMA ۵۸۲۰,۹ و سازه‌ی بدون SMA ۶۱۵۰,۱ کیلو نیوتن می‌باشد.

## ۹- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به بررسی عملکرد قاب‌های فولادی دارای مهاربند کمانش تاب مجهز به مصالح هوشمند آلیاژ حافظه‌دار شکلی پرداخته شده است. قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به‌صورت احتمالاتی بر مبنای سطوح عملکردی مختلف تحت توالی زلزله‌ی اصلی و پس‌لرزه بررسی و مقایسه شده‌اند. پاسخ‌های لرزه‌ای به‌صورت احتمالاتی تحت ۷ رکورد اصلی و پس‌لرزه‌ی متوالی در قالب منحنی‌های شکنندگی بر مبنای حداکثر جابجایی نسبی طبقات و برش پایه با توجه به تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی به‌دست‌آمده‌اند و نتایج زیر به صورت خلاصه ارائه شده است:

- با توجه به صحت سنجی‌های انجام شده که عبارت اند از یک مدل آزمایشگاهی قاب خمشی بر روی میز لرزه و مدل آزمایشگاهی مهاربند کمانش تاب دارای آلیاژ حافظه دار شکلی تحت بار چرخه‌ای بوده است، نتایج حاصل نشان داد که مدل‌های ایجاد شده قابل اعتماد بوده و نتایج حاصل از تحلیل‌ها، نتایج نسبتاً دقیق و قابل اطمینانی می‌باشند.
- میزان جابجایی نسبی در سازه ۳ طبقه در حالت با SMA، ۴۹ درصد و بدون SMA، ۶۰ درصد امکان رخداد محدوده عملکردی آستانه فروریزش را دارد، در حالی که در سازه ۶ طبقه در حالت با SMA، ۳۰ درصد و بدون SMA، ۶۵ درصد و در سازه ۹ طبقه در حالت با SMA، ۳۵ درصد و بدون SMA، ۷۰ درصد امکان رخداد محدوده عملکردی آستانه فروریزش را دارا می‌باشد.
- میزان برش پایه در سازه ۳ طبقه در سطح عملکردی CP در حالت با SMA، ۶۴۸۴،۹۳ کیلو نیوتن و بدون SMA، ۶۸۷۱،۵ کیلو نیوتن می‌باشد، در حالی که برش پایه محدوده عملکردی CP در سازه ۶ طبقه در حالت با SMA، ۴۰۵۰ کیلو نیوتن و بدون SMA، ۵۸۵۰،۲ کیلو نیوتن و در سازه ۹ طبقه در حالت با SMA، ۵۸۲۰،۹ کیلو نیوتن و بدون SMA، ۶۱۵۰،۱ کیلو نیوتن می‌باشد.
- استفاده از آلیاژ حافظه دار شکلی باعث بهبود مقاومت و سختی در سازه گردیده است و با توجه به رفتار SMA در حالت غیرخطی و وجود نیروهای فشاری، عملکرد SMA در سازه‌های دارای مهاربند کمانش تاب به منظور بهسازی لرزه‌ای مفید بوده است.
- حداکثر جابجایی نسبی طبقات و برش پایه در اثر استفاده از آلیاژ حافظه دار شکلی در تمامی مدل‌های مورد مطالعه کاهش یافته است، زیرا استفاده از آلیاژ حافظه دار شکلی به سازه قابلیت فوق الاستیک و حافظه دار شکلی را می‌افزاید.
- با تجهیز کردن قاب‌ها به آلیاژهای حافظه دار الگوی تمرکز اتلاف انرژی تغییر یافته است. در قاب‌های بدون آلیاژهای حافظه دار با توجه به جذب بیشتر نیروی جانبی (برش پایه‌ی بزرگ‌تر) میزان اتلاف انرژی مهاربندهای کمانش تاب بیشتر بوده است. در این قاب‌ها اتلاف انرژی با افزایش ارتفاع، کاهش می‌یابد.
- استفاده از آلیاژ حافظه دار شکلی در قاب فولادی دارای مهاربند کمانش تاب تحت زلزله‌های تکان قوی اصلی و پس لرزه موجب کاهش هزینه‌های بازسازی و تعمیر سیستم ساختمانی آسیب دیده شده و به نوعی برگشت پذیری سیستم را افزایش داده که مطابق با توسعه پایدار در صنعت ساختمان است.

## ۱۰- مراجع

- [1] Miranda, E., Betro, V. (1994), Evaluation of strength Reduction Factors for Earthquake Resistant Design, *Earthquake Spectra* 10(2), 357-379.
- [2] Asgarian, B. Moradi, S. (2011), Seismic response of steel braced frames with shape memory alloy braces, *Journal of Constructional Steel Research* 67(1), 65-74.
- [3] Maurya, A., Eatherton, M.R., Ryota Matsui, R., Florig, S.H. (2016), Experimental investigation of miniature buckling restrained braces for use as structural fuses, *Journal of Constructional Steel Research* 127, 54-65.
- [4] Ozcelik, R., Dikicisik, E., Erdil, F. (2017), The development of the buckling restrained braces with new end restrains, *Journal of Constructional Steel Research* 138, 208-220.
- [5] Shen, J., Seker, O., Akbas, B., Seker, P., Momenzadeh, S.B., Faytarouni, M. (2017), Seismic performance of concentrically braced frames with and without brace buckling, *Engineering Structures* 141, 461-481.
- [6] Canxing, Q., Yichen, Z., Han, L., Bing, Q., Hetao, H., Li, T. (2018), Seismic performance of Concentrically Braced Frames with non-buckling braces, *Engineering Structures* 154, 93-102.
- [7] Nazarimofrad, E., Shokrgozar, A., (2019), Seismic performance of steel braced frames with self-centering buckling-restrained brace utilizing superelastic shape memory alloys, *Struct Design Tall Spec Build*.
- [8] Rostam Alilou, A. A. & Pouraminian, M. (2019). Seismic Fragility Assessment of RC Frame Equipped by Visco-Elastic Dampers Using NLTHA and FNA. *American Journal of Engineering and Applied Sciences* 12(3), 359-367.
- [9] Pouraminian, M., Hashemi, S., Sadeghi, A., Pourbakhshian, S. (2020). Probabilistic Assessment the Seismic Collapse Capacity of Buckling-Restrained Braced Frames Equipped with Shape Memory Alloys. *Journal of Structural and Construction Engineering*. (In Persian).
- [10] Sadeghi, A., Hashemi, S., Mehdizadeh, K. (2020). Probabilistic Assessment of Seismic Collapse Capacity of 3D Steel Moment-Resisting Frame Structures. *Journal of Structural and Construction Engineering*. (In Persian).
- [11] Saberi, V., Saberi, H., Sadeghi, A., (2020). Collapse Assessment of Steel Moment Frames Based on Development of Plastic Hinges, *Journal of Science and Technology*. (In Persian).

- [12] Mehdizadeh, K., Karamodin, A. & Sadeghi, A. (2020). Progressive Sidesway Collapse Analysis of Steel Moment-Resisting Frames under Earthquake Excitations. *Iran J Sci Technol Trans Civ Eng* 44, 1209–1221.
- [13] Brandon W. Fuqua, (2009), Buckling Restrained Braced Frames As a Seismic Force Resisting System, *submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree MASTER OF SCIENCE*, Kansas State University.
- [14] Uang, C.M., Tsai, K.C. (2004), Research and application of buckling-restrained braced frames, *Steel Structures* 4(4), 301-13.
- [15] Han, Y.L., Li, Q., Li A.Q., Leung, A., Lin, P.H. (2003), Structural vibration control by shape memory alloy damper, *Earthquake engineering & structural dynamics* 32(3), 483-94.
- [16] Ocel, J., DesRoches, R., Leon, R.T., Hess, W.G., Krumme, R., Hayes, J.R. (2005), Steel beam-column connections using shape memory alloys, *Structural engineering* 130(5).
- [17] Cismasiu, C., Dos Santos, F.P.A. (2008), Numerical simulation of a semi-active vibration control device based on super elastic shape memory alloy wires, *Smart Materials and Structures* 17(2), 936-954.
- [18] Corbi, O. (2003), Shape memory alloys and their application in structural oscillations attenuation, *Simulation Modelling Practice and Theory* 11, 387–402.
- [19] Shook, D.A., Roschke, P.N., and Ozbulut, O. E. (2008), Superelastic semiactive damping of a base-isolated structure. *Structural Control and Health Monitoring* 15, 746–768.
- [20] Dolce, M., Donatello, C., and Ponzio, F.C. (2007), Shaking-table tests on reinforced concrete frames with different isolation systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 36, 573–596.
- [21] Andrawes, B., DesRoches, R. (2007), Comparison between Shape Memory Alloy Restrainers and Other Bridge Retrofit Devices. *ASCE Journal of Bridge Engineering* 12(6), 700–709.
- [22] DesRoches, R., Delemont, M. (2002), Seismic retrofit of simply supported bridges using shape memory alloys. *Engineering Structures* 24, 325–332.
- [23] Alam, M. S., Youssef, M. A., and Nehdi, M. (2007), Utilizing shape memory alloys to enhance the performance and safety of civil infrastructure: a review. *Canadian Journal of Civil Engineering* 34, 1075–1086.
- [24] Nasseradi, K. Ghafory-Ashtiany, M. Eshghi, S. Zolfaghari, M.R. (2009), Developing Seismic Fragility Function of Structures By Stochastic Approach, *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)* 10(2), 183-200.
- [25] Lignos, D.G. Karamanci, E. (2013), Drift-Based and Dual-Parameter Fragility Curves for Concentrically Braced Frames in Seismic Regions. *Journal of Constructional Steel Research* 90, 209–220.
- [26] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L. (2006) *OpenSees Command Language Manual*. [http://OpenSees.Berkeley.edu/OpenSees/manuals/ user manual/OpenSees Command Language Manual.pdf](http://OpenSees.Berkeley.edu/OpenSees/manuals/user%20manual/OpenSees%20Command%20Language%20Manual.pdf).
- [27] Miller, D.J. (2011), Development and experimental validation of self-centering buckling-restrained braces with shape memory alloy, *Master's dissertation*, University of Illinois at Urbana–Champaign.
- [28] FEMA 355C, *Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking*, 2000.
- [29] Suita, K., Yamada, S., Tada, M. Kasai, K. Matsuoka, Y. and Sato, E. (2007), E-Defence tests on full-scale steel buildings: Part 2 – Collapse experiments on moment frames, *Proc. Structures Congress 2007, ASCE, Long Beach* 247-18.
- [30] Taftali, B. (2007), Probabilistic seismic demand assessment of steel frames with shape memory alloy connections, PhD. Dissertation, Georgia Institute of Technology, Atlanta.
- [31] Ruiz-Garcia, J., Negrete-Manriquez, C. (2010), Evaluation of drift demands in existing steel frames under as-recorded far-field and near-fault mainshock–aftershock seismic sequences, *Engineering Structures* 33(2), 621-634.
- [32] PEER Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Centre, Web Site: [http://peer.berkeley.edu/peer\\_ground\\_motion\\_database](http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database).
- [33] *SeismoSignal* (2018), constitutes a simple, yet efficient, package for the processing of strong-motion data.
- [34] No, S., 2800, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, fourth Revision, (2013), Building and Housing Research Centre, Iran.
- [35] PEER report.
- [36] Commentary of Instruction for seismic Rehabilitation of Existing Buildings NO: 361.