



# به کارگیری مهاربند آلیاژ حافظه دار شکلی کمانش تاب برای بهسازی لرزه ای قاب های خمشی

حمید بیرقی<sup>۱</sup>

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد مهدیشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، مهدیشهر، ایران  
\*سمنان، صندوق پستی ۷۵۹۱۵-۳۵۶۱۸، [h\\_beiraghi@yahoo.com](mailto:h_beiraghi@yahoo.com)

## چکیده

در این مقاله، رفتار لرزه ای قاب های مهاربندی شده با آلیاژ حافظه دار شکلی و مهاربند کمانش تاب در آرایش های مختلف همگرا همراه با قاب خمشی به عنوان یک سیستم دوگانه در معرض زمین لرزه بررسی شد. قاب مهاربندی شده در این پیکربندی شامل مهاربند های کمانش تاب فولادی، مهاربند های با آلیاژ حافظه دار شکلی یا ترکیبی از مهاربند های مذکور است. سازه ها با سیستم های پیشنهادی ابتدا طبق آیین نامه ها طراحی شده اند. سپس مدل های غیرخطی سازه های در نرم افزار ساینمو استراکت توسعه داده شده و تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی انجام شد. تحلیل ها تحت مجموعه رکوردهای زلزله در حوزه نزدیک در سطح زلزله حداکثر و سطح زلزله طرح انجام شد و پاسخ سیستم ها بررسی و با یک دیگر مقایسه شد. نتایج نشان می دهد حداکثر تقاضای جابه جایی نسبی بین طبقه ای باقی مانده برای مدل با مهاربند کمانش تاب در سطح زلزله حداکثر و سطح زلزله طرح به ترتیب حدود ۲ و ۱/۲ درصد است و برای مدل آلیاژ حافظه دار شکلی تقریباً ۰/۲۸ و ۰/۱۱ درصد است. قابل ذکر است که در دستورالعمل سازه بلند لس آنجلس میانگین حداکثر جابه جایی نسبی بین طبقه ای باقی مانده مجاز ۱ درصد است. به علاوه در هیچ کدام از رویکردهای سازه ای مذکور، مقدار جابه جایی نسبی بین طبقه ای و همچنین مقدار کرنش هسته مهاربند های فولادی و آلیاژ حافظه دار شکلی از مقدار مجاز فراتر نمی رود.

## واژگان کلیدی

آلیاژ حافظه دار شکلی، مهاربند کمانش تاب، قاب دوگانه، زلزله حوزه نزدیک، تحلیل غیرخطی

## Rehabilitation of moment resistant frame with shape memory bracing

H. Beiraghi

### Abstract

In a core-wall structure with buckling restrained braces (BRB) outrigger, locations of the plastic hinges are influenced by the outrigger action. Therefore, the designer should consider the issue and use suitable details in the plastic hinge area. The essential questions that arise here are the plastic hinge location and the design moment demand used for design of this kind of structure. In this paper, responses of the core-wall buildings with BRB outrigger designed by using the traditional response spectrum analysis (RSA) procedure, are assessed by implementing the nonlinear time history analysis (NLTHA). The result demonstrates that the plasticity can extend over anywhere within the core-walls specially, at the base, and above or below the outrigger levels. Formation of three plastic hinges in the core-wall is recognized suitable for the system. To control the plasticity extension in the core-wall, it is recommended that a new modal combination method be applied to calculate the moment strength of the three plastic hinges over the height. A capacity design concept is used to design other regions of the core-wall where the plasticity does not extend to. The proposed procedure improves behavior of the system by restricting the plasticity extension to the predefined plastic hinge regions.

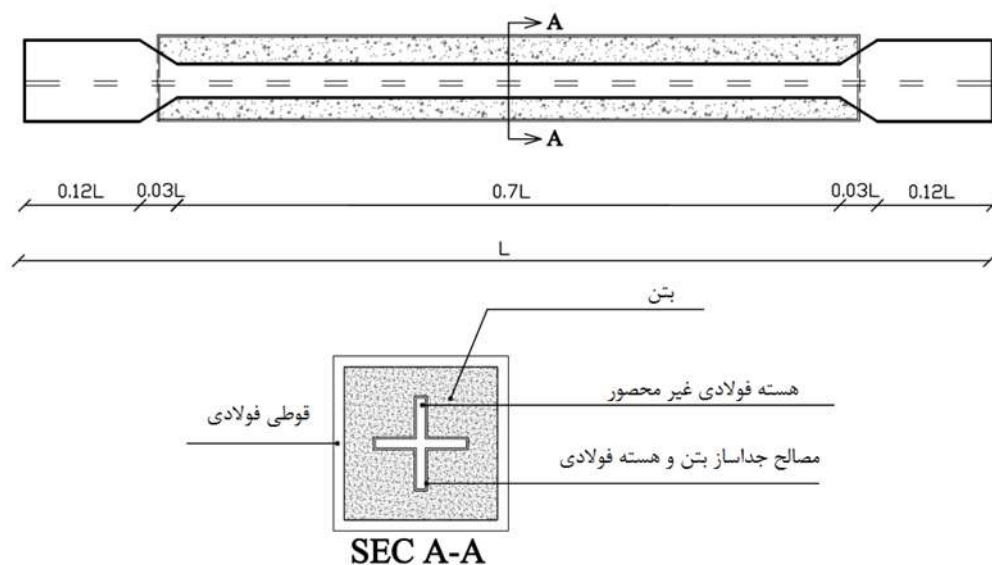
### Keywords

Reinforced Concrete Core, buckling restrained braces (BRB), Outrigger, nonlinear time history analysis (NLTHA)



بر این، پاسخ‌های چرخه‌ای مهاربندها تحت بارهای چرخه‌ای دچار زوال شد. در مهاربندهای کماتش تاب، ایده اصلی این است که یک المان هسته فولادی را محصور کنیم تا بتواند در فشار و کشش، تقریباً یکسان تسلیم شود. برای دستیابی به این مفهوم، از لوله‌های فولادی پر شده با بتن برای به‌دست‌آوردن مکانیسم‌های محصورکننده استفاده شد (شکل ۱). اتلاف انرژی و شکل‌پذیری قابل‌توجهی در آزمایش‌های تجربی برای مهاربندهای کماتش تاب

در قاب‌های مهاربندی‌شده فولادی سستی، با وقوع کماتش در مهاربند فولادی فشاری، کارایی قاب کاهش می‌یابد و رفتار چرخه‌ای آن تحت بارهای لرزه‌ای دچار زوال می‌شود [۴-۱]. در مهاربندهای کماتش تاب امکان وقوع کماتش فشاری مهاربند سلب شد. آن‌ها به‌گونه‌ای طراحی می‌شوند که بتوانند انرژی را هم در کشش و هم در فشار مستهلک کنند [۴-۸]. در قاب‌های فولادی با مهاربندهای سستی، مهاربندها تحت فشار کماتش می‌کنند و نمی‌توان از مقاومت فشاری فولاد به‌طور مؤثر استفاده کرد. علاوه



شکل ۱- اجزای مهاربند کماتش تاب [۴]

تسلیم اتفاق بیفتد. این موضوع می‌تواند باعث کاهش قابل‌توجهی در سختی آن طبقه شود. تمرکز دررفت می‌تواند منجر به ناپایداری ناشی از اثرات پی-دلتا<sup>۱</sup> یا منجر به مقادیر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده زیاد و نامطلوب شود. علاوه بر این، جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده به‌عنوان یک معضل مهم در زمین‌لرزه‌های اخیر شناخته شده است [۱۴].

کیگینز و یانگ<sup>۲</sup> [۱۵] قاب‌های ۳ و ۶ طبقه را تحت مجموعه‌ای متفاوت از حرکات زمین در سطح زلزله طرح مورد مطالعه قرار دادند و میانگین حداکثر دررفت‌های باقی‌مانده طبقه را به ترتیب ۰٫۳۹ و ۰٫۲۹٪ گزارش کردند. آن‌ها نشان دادند که نسبت دررفت بین طبقه باقی‌مانده<sup>۳</sup> را می‌توان با استفاده از قاب

گزارش شده است [۹].

عملکرد لرزه‌ای سازه‌هایی با پیکربندی‌های مختلف مهاربندهای کماتش تاب با استفاده از چندین سازه در مقیاس بزرگ در بررسی‌های تجربی و عددی مورد آزمایش قرار گرفته است [۹ - ۱۳]. سختی اولیه قاب با مهاربند کماتش تاب و همچنین سختی پس از تسلیم آن‌ها کمتر از سازه‌های با مهاربند هم مرکز معمولی است و همچنین مستعد وقوع مکانیسم در طبقات هستند [۱۴]. در ساختمان‌های چندطبقه، وقوع تسلیم هم‌زمان در همه طبقات مطلوب است. در قاب با مهاربند کماتش تاب، تمرکز دررفت در یک یا چند طبقه ممکن است به دلیل سختی محوری نسبتاً ناچیز مهاربندهای کماتش تاب پس از

<sup>1</sup> P.Δ

<sup>2</sup> Kiggins and Uang

<sup>3</sup> RIDR

خمش همراه با مهاربند کمانش تاب ۳ و ۶ طبقه به ۰,۲۱ و ۰,۱۳ درصد کاهش داد [۱۵].

آلیاژ حافظه‌دار شکلی<sup>۱</sup> فوق الاستیک ماده جالبی است که توجه محققان مهندسی سازه را به دلیل ویژگی‌هایی مانند توانایی بازگشتی و اتلاف انرژی لرزه‌ای به خود جلب کرده است [۱۶] و [۱۷]. آلیاژهای حافظه‌داری که از نیکل - تیتانیوم<sup>۲</sup> ساخته شده‌اند به‌عنوان مناسب‌ترین مصالح برای کاربردهای تجاری شناخته شده‌اند [۱۸]. این ماده به‌عنوان یک آلیاژ مؤثر برای مهندسی سازه شناخته شد؛ زیرا دارای خواص خستگی خوب و مقاومت در برابر خوردگی است. [۱۹-۲۲].

آلیاژ حافظه‌دار شکلی می‌تواند تغییر شکل غیرخطی خود را با برداشتن نیرو بازپس گیرد. این قابلیت منحصر به فرد توسط محققان زیادی مورد توجه قرار گرفته است. چرخه‌های هیستریزس این ماده به شکل پرچم بوده و با باربرداری، مقدار کرنش ماده به صفر می‌رسد. البته مقدار مدول الاستیسیته مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی به‌مراتب کمتر از فولاد است و موجب شد سازه جابه‌جایی بیشتری را تجربه کند. این موضوع ضعف این آلیاژها به شمار می‌آید و به‌علاوه قیمت آلیاژ نسبتاً زیاد است و به همین دلیل محققان سعی نموده‌اند که مقدار مصرف آلیاژ حافظه‌دار شکلی را به حداقل برسانند.

مک‌کورمیک<sup>۳</sup> و همکاران رفتار قاب‌های فولادی با مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی را مورد مطالعه قرار داد. گزارش شده است که چنین قاب‌های مهاربندی‌شده در کاهش دررفت‌های باقی‌مانده بین طبقاتی تحت زلزله مؤثر هستند [۲۳]. محققان سیستم مقاوم لرزه‌ای با خصوصیت خود بازگشتی را بررسی کرده‌اند و توانایی تعمیر سازه‌ها را پس از حرکات قوی زمین را مورد نظر قرار داده‌اند [۲۴-۲۷]. این تحقیقات سعی در کاهش دررفت‌های باقی‌مانده سازه و استفاده از عناصر فیوز قابل تعویض در سیستم‌ها داشتند که به‌سادگی پس از حرکات شدید زمین قابل تعویض هستند.

مطالعات عددی توسط کاری و همکاران [۲۸] نشان دادند که ترکیب مهاربندهای کمانشی با مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی می‌تواند منجر به کاهش دررفت‌های باقی‌مانده بین طبقاتی شود. آن‌ها نشان دادند که قاب‌هایی که فقط مهاربندی‌های آلیاژ

حافظه‌دار شکلی داشتند، تحت زلزله‌ها جابه‌جایی خیلی زیادی را تجربه کردند.

یک روش متداول در تحقیقات عددی برای به‌کارگیری آلیاژ حافظه‌دار شکلی این است که در ابتدا طراحی قاب‌ها با استفاده از مهاربندهای فولادی با مقطع یکنواخت انجام شد سپس در مدل غیرخطی، مهاربند با یک قطعه آلیاژ حافظه‌دار شکلی کوتاه همراه با عناصر صلب به‌عنوان مهاربند معادل جایگزین شد [۲۹]. طول آلیاژ حافظه‌دار شکلی در مهاربند معادل، کوتاه است؛ زیرا آلیاژ حافظه‌دار شکلی مدول الاستیسیته نسبتاً کمتری در مقایسه با فولاد دارد. یوسف<sup>۴</sup> و همکاران از چنین مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی با قطعه کوتاه در قاب‌های بتن مسلح استفاده کردند [۳۰]. عسگریان و مرادی رفتار لرزه‌ای قاب‌های با مهاربند آلیاژ حافظه‌دار شکلی قطعه کوتاه و قاب‌هایی با مهاربند کمانش تاب فولادی را بررسی کردند. نتایج نشان داد که مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی می‌توانند جابه‌جایی باقی‌مانده و حداکثر نسبت دررفت بین طبقه را در مقایسه با نتایج مربوط به قاب‌های مهاربندی‌شده کمانش تاب کاهش دهند [۳۱].

وفایی و اسکندری به بررسی پاسخ لرزه‌ای قاب‌هایی با مهاربندهای بزرگ‌مقیاس که شامل مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی قطعه کوتاه در معرض زلزله‌های میدان نزدیک هستند، پرداختند. آن‌ها نشان دادند که استفاده از مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی می‌تواند به کاهش قابل توجهی در جابه‌جایی باقی‌مانده در مقایسه با مهاربندهای کمانش تاب فولادی منجر شود [۷].

حرکت زمین لرزه ثبت‌شده در نزدیکی یک گسل فعال دارای مشخصات قابل توجهی است. حرکات زمین با ویژگی پالس‌مانند از جمله آن‌هاست. پالس در تاریخچه زمانی سرعت بیشتر متمایز شد و این پدیده به‌عنوان اثر جهت‌داری روبه‌جلو نامیده شد [۳۲] و [۳۳]. اثر جهت‌داری روبه‌جلو در حرکات زمین NF در مقایسه با رکوردهای زمین‌لرزه میدان دور معمولی (FF) به‌وضوح مشخصات متفاوتی دارند. پاسخ‌های لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای تحت رکوردهای زلزله NF با پالس‌های سرعت قوی در مهندسی سازه دارای اهمیت است. این حرکات زمین پالس‌دار به‌عنوان دلیل تقاضاهای شدید در سیستم‌های سازه‌ای شناخته شده‌اند و

<sup>4</sup> Youssef

<sup>1</sup> SMA

<sup>2</sup> NiTi

<sup>3</sup> McCormick

می‌توانند تقاضاهای بزرگ‌تر از مقادیر پیش‌بینی‌شده در روش طراحی را القا کنند [۳۴-۳۶].

در پژوهش‌های قبلی به‌کارگیری آلیاژ حافظه‌دار به‌صورت ترکیبی با مهاربند کمانش‌تاب صورت نگرفته است. در این مقاله، رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده با آلیاژ حافظه‌دار شکلی و مهاربند کمانش‌تاب در آرایش‌های مختلف همگرا همراه با قاب خمشی به‌عنوان یک سیستم دوگانه در معرض زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک بررسی شد. قاب مهاربندی‌شده در این پیکربندی شامل مهاربندهای کمانش‌تاب فولادی، مهاربندهای با آلیاژ حافظه‌دار شکلی یا ترکیبی از مهاربندهای مذکور است. سازه‌ها با سیستم‌های پیشنهادی ابتدا طبق آیین‌نامه‌ها طراحی شده‌اند. سپس مدل‌های غیرخطی سازه‌ها در نرم‌افزار سائزمواستراکت<sup>۱</sup> توسعه داده شده و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام شد. مجموعه رکوردهای زلزله در سطح زلزله حداکثر و سطح زلزله طرح انجام شد و پاسخ سیستم‌ها بررسی و با یک‌دیگر مقایسه شد.

سه مدل مورد بررسی از نظر هندسه، بار زنده و مرده و جرم لرزه‌ای کاملاً یکسان هستند تفاوت در به‌کارگیری آلیاژ حافظه‌دار شکلی به‌جای فولاد هسته مهاربند کمانش‌تاب در دو مدل و بررسی و مقایسه رفتار لرزه‌ای این سه رویکرد مورد نظر بوده است.

## ۲- مدل‌ها

سازه‌های مورد مطالعه ساختمان‌های ۱۶ طبقه هستند و ارتفاع هر طبقه ۳٫۵ متر و عرض دهانه‌های قاب در هر دو جهت برابر با ۷ متر است. در سیستم‌های ترکیبی، قاب‌های خمشی به همراه قاب با مهاربند کمانش‌تاب کل بارهای لرزه‌ای حرکت زمین را تحمل می‌کنند. شایان ذکر است که اتصالات تیر به ستون در قاب با مهاربند کمانش‌تاب از نوع پین است که به‌عنوان قاب ساده شناخته شد. شکل (۲) نمای کلی سیستم‌های در نظر گرفته‌شده را نشان می‌دهد. ساختمان مفروض دارای پلانی متقارن است و برای مدل‌سازی عددی، یک قاب دوبعدی از سازه سه‌بعدی استخراج شده است، به این صورت که در راستای نیروی جانبی تعداد ۴ قاب وجود داشتند که دو تا از آن‌ها بدون قابلیت باربری جانبی و دو تا از آن‌ها مطابق شکل (۲) است که یکی از قاب‌ها برای بررسی

در نظر گرفته شد. بار ثقلی این قاب و جرم لرزه‌ای متناسب با آن اعمال شد. تنش تسلیم اسمی طراحی مصالح فولادی ستون‌ها و تیرها ۳۷۰ مگاپاسکال و این مقدار برای مهاربند ۲۳۰ مگاپاسکال است. ضوابط ASCE 7-10 [۳۷] برای سیستم‌های دوگانه قاب خمشی با قاب مهاربند کمانش‌تاب اعمال شد. قاب خمشی در یک سیستم دوگانه باید قادر به تحمل حداقل ۲۵٪ از نیروهای لرزه‌ای باشد و ضریب رفتار برابر عدد ۸ ضریب اضافه مقاومت ۲٫۵ و ضریب بزرگ‌نمایی جابه‌جایی برابر عدد ۵ است. نرم‌افزار ایتبس<sup>۲</sup> نسخه ۱۳٫۱٫۱ برای ایجاد مدل خطی و طراحی سیستم‌های مورد نظر استفاده شد. المان‌های نوع خطی برای مدل‌سازی ستون‌ها و مهاربندها و تیرها استفاده شد. اتصال تیرها یا مهاربندها به ستون‌ها در قاب مهاربندی از نوع پین‌دار است. مقدار بار مرده و زنده ثقلی ۵ و ۲ کیلو نیوتون بر متر مربع است. جرم مناسب هر طبقه مربوط به مدل عددی به مرکز جرم مدل در هر طبقه اختصاص داده شد. یک روش طراحی مبتنی بر آیین‌نامه‌ها استفاده شد و طراحی قاب‌ها بر اساس ASCE 7-10 است.

از طیف پاسخ سطح زلزله طرح ASCE 7-10 متناظر با میرایی ۵ درصد در روش RSA استفاده شد. در شکل (۳) خط‌چین مشکی سطح DBE و خط ممتد مشکی سطح MCE را نشان می‌دهد، طبق ASCE 7-10 سطح MCE، یک و نیم برابر سطح DBE است.

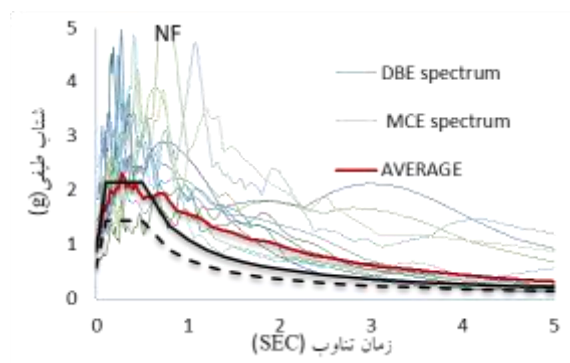
در مدل طراحی از پروفیل با مقطع یکنواخت که قابلیت کمانش ندارد، به‌عنوان مهاربند معادل استفاده شد. برای تعیین اندازه مهاربندهای معادل در مدل طراحی‌شده، مقامت مهاربندها در کشش و فشار به‌صورت  $\phi$  در نظر گرفته شد که سطح مقطع عضو مهاربند با فرض سطح مقطع یکنواخت،  $\phi = 0.9$  و تنش تسلیم مصالح مهاربند است [۳۸]. توضیح بیشتر برای محاسبه سطح مقطع هسته مهاربندهای کمانش‌تاب از سطح مقطع مهاربند معادل، در ادامه در تشریح مدل غیرخطی ارائه شده است. با مراجعه به مقررات لرزه‌ای AISC برای ساختمان‌های

<sup>2</sup> ETABS

<sup>1</sup> Seismostruct



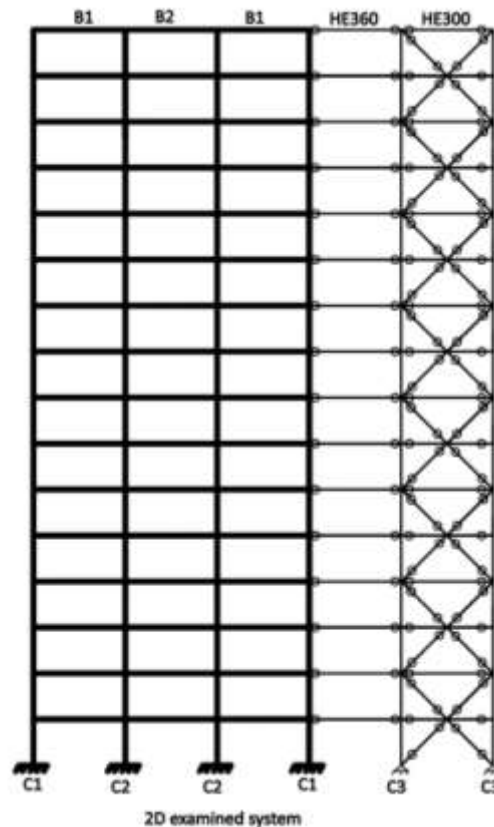
[۴۰]. رفتار چرخه‌ای مهاربندهای کمانش تاب از جمله سخت‌شدگی کرنش با استفاده از مقاومت فشاری و عوامل تنظیم سختی کرنش به دست می‌آید. بنابراین، حداکثر نیروی فشاری مورد انتظار در مهاربند کمانش تاب به صورت  $R_y \omega \beta A_c F_y$  به دست می‌آید، که در آن  $R_y = 1.1$  اضافه مقاومت فولاد را به حساب می‌آورد،  $\omega = 1.25$  اثر کرنش-سختی را در نظر می‌گیرد،  $A_c$  سطح مقطع هسته مهاربندهای کمانش تاب استنش تسلیم هسته مهاربندهای کمانش تاب و  $\beta = 1.1$  ضریب اضافه مقاومت ناشی از فشار محصورشدگی جانبی است [۴۱]. جدول (۱) اندازه اعضای فولاد طراحی شده تیر و ستون را نشان می‌دهد.



شکل ۳- طیف طرح و طیف پاسخ زلزله‌ها با میرایی ۵ درصد

### ۳- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

سیستم‌های مورد بررسی با استفاده از نرم‌افزار کامپیوتری سایزمواستراکت به صورت غیرخطی مدل‌سازی شدند و مدل ایجاد شده در شکل (۴) نشان داده شده است. جرم متناسب طبقات به صورت متمرکز در هر طبقه اعمال شد. اثر غیرخطی هندسی (P.Δ) در مدل در نظر گرفته شد. گام زمانی برای NLTHA، ۰.۰۰۵ ثانیه بود. این نرم‌افزار از تکنیک المان فیبر استفاده می‌کند و در مدل نوع المان تیر-ستون مبتنی بر نیرو با قابلیت لحاظ آثار غیرخطی هندسی و مصالح برای تیر و ستون استفاده شده است. مقدار تنش و کرنش در عناصر تیر-ستون از طریق انتگرال رفتار تک‌محوری غیرخطی مواد در هر فیبر در محل تقسیم عضو به دست می‌آید. این اعضا گستردگی پلاستیسیته در طول عضو و همچنین در عمق مقطع را در نظر می‌گیرند. این المان بیشترین



شکل ۲- شماتیک سازه دوگانه مورد تحقیق

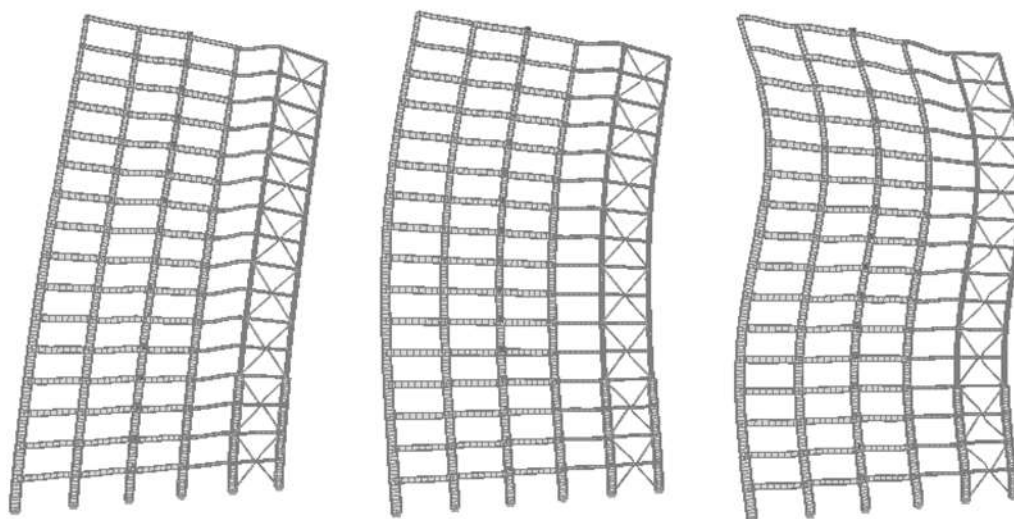
فولادی سازه‌ای [۳۹]، ستون‌ها در قاب‌های مهاربندی شده کمانش تاب و همچنین سیستم‌های دوگانه باید در درجه اول برای برهم‌کنش بار محوری و لنگر خمشی تحت ترکیب بار بررسی شوند. ثانیاً، ستون‌های متصل به مهاربندهای کمانش تاب باید از نظر حداکثر بار محوری اعمال شده از مؤلفه عمودی همه مهاربندهای کمانش تاب همراه با بارهای ثقلی بررسی شوند. برای ستون‌های قاب با مهاربند کمانش تاب در مدل‌های در نظر گرفته شده، این معیار بر طراحی حاکم بوده و منجر به نسبت‌های تقاضا/ظرفیت بیشتر شد. برای به دست آوردن حداکثر نیروهای اعمال شده بر ستون‌ها از مهاربندهای کمانش تاب مجاور، یادآور شد که مهاربندهای کمانش تاب دارای سخت‌شدن ایزوتروپیک و سینماتیک است. مهاربندهای کمانش تاب در فشار مقاومت بیشتری نسبت به کشش دارند و این به دلیل اثر انبساط و اصطکاک پواسون در سطح تماس بین فولاد هسته و بتن مقیدکننده در لوله است. همان‌طور که توسط AISC توصیه شد

اعضای قاب توصیه می‌کند. برای مقاطع پیچیده‌تر که انتظار می‌رود سطوح بالایی از کشش را تجربه کنند، در نظر گرفتن ۲۰۰ الیاف یا بیشتر ممکن است استفاده شود. در این تحقیق از ۱۵۰ الیاف در مقطع المان‌های قاب استفاده شده است.

دقت را در بین چهار نوع المان قاب در نرم‌افزار سازه‌مواستراکت دارد و قابلیت تخمین پاسخ غیرارتجاعی در تمام طول یک عضو قاب را دارد؛ بنابراین این روش منجر به دقت بسیار بالایی در نتایج عددی شد. تعداد الیاف در مقاطع عرضی هر عنصر باید تعریف شود. راهنمای نرم‌افزار ۱۰۰ فیبر را برای سطح مقطع

جدول ۱- مقاطع تیر و ستون طرح‌شده

| ستون    |         |         | تیر     |        | طبقات |
|---------|---------|---------|---------|--------|-------|
| C1      | C2      | C3      | B1      | B2     |       |
| W۴۴X۲۹۰ | W۴۰X۱۹۹ | W۴۰X۵۹۳ | W۲۴X۷۶  | W۲۴X۷۶ | ۱-۲   |
| W۴۰X۲۴۹ | W۴۰X۱۶۷ | W۴۰X۵۹۳ | W۲۷X۸۴  | W۲۷X۸۴ | ۳-۴   |
| W۴۰X۲۳۵ | W۴۰X۱۴۹ | W۱۴X۳۹۸ | W۳۰X۱۴۸ | W۲۷X۹۴ | ۵-۶   |
| W۴۰X۱۹۹ | W۳۳X۱۴۱ | W۱۴X۳۷۰ | W۳۰X۱۴۸ | W۲۷X۹۴ | ۷-۸   |
| W۴۰X۱۴۹ | W۳۰X۱۳۲ | W۱۴X۳۱۱ | W۳۰X۱۴۸ | W۲۷X۹۴ | ۹-۱۰  |
| W۳۰X۱۱۶ | W۳۰X۱۰۸ | W۱۴X۱۷۶ | W۳۰X۱۲۴ | W۲۷X۸۴ | ۱۱-۱۲ |
| W۲۷X۹۴  | W۲۷X۹۴  | W۱۴X۱۵۹ | W۳۰X۱۰۸ | W۲۷X۸۴ | ۱۳-۱۴ |
| W۲۱X۴۵  | W۲۴X۷۶  | W۱۲X۱۲۰ | W۱۸X۵۰  | W۲۷X۸۴ | ۱۵-۱۶ |



شکل ۴- مدل عددی در نرم‌افزار و مدهای ارتعاش

میرایی رایلی بهره می‌برد و جهت حل معادلات حرکت از انتگرال‌گیری با روش هیلبر-هوگس-تیلور استفاده می‌شود.

در این تحقیق سه رویکرد مورد بررسی قرار گرفته است که در شکل (۵) نشان داده شده است. برای مهاربند از المان خرابایی غیرخطی و برای ستون از المان قابی نیرویی با قابلیت مفصل پلاستیک و برای تیر المان قابی الاستیک استفاده شد. نرم‌افزار از

### ۳-۱- آلیاژ حافظه‌دار شکلی



آلیاژ حافظه‌دار شکلی توسط دو فاز کریستالی تعریف می‌شوند: آستنیت و مارتنزیت. تغییر فازها با تغییر دما یا نیروهای داخلی اتفاق می‌افتد. یکی از مؤثرترین خواص آلیاژ حافظه‌دار شکلی برای کاربردهای طراحی لرزه‌ای، خاصیت فوق الاستیسیته نام دارد. مسیر بارگذاری آلیاژ حافظه‌دار شکلی یک حالت تنش تسلیم را به دلیل تبدیل آستنیت به مارتنزیت ناشی از تنش نشان می‌دهد. باربرداری منجر به تبدیل معکوس از مارتنزیت به آستنیت شد؛ بنابراین نمودار بارگذاری-باربرداری فوق الاستیک یک حلقه پرچمی را نشان می‌دهد که انرژی را بدون کرنش‌های باقی‌مانده تلف می‌کند (شکل (۶)). همان‌گونه که از شکل (۶) مشاهده شد، آلیاژ حافظه‌دار شکلی در مرحله بارگذاری مشابه مصالح فولادی، دارای یک شکست در منحنی در موقعیت تسلیم است که در واقع تبدیل از فاز آستنیت به فاز مارتنزیت در شروع ( $\sigma_s^{AM}$ ) و در پایان ( $\sigma_f^{AM}$ ) است. پس از باربرداری یک تبدیل معکوس از فاز مارتنزیت به فاز آستنیت اتفاق می‌افتد که شروع و پایان آن به ترتیب با  $\sigma_s^{MA}$  و  $\sigma_f^{MA}$  نمایش داده شد و  $E^{SMA}$  مدول الاستیسیته مصالح و  $\epsilon_L$  کرنش متناظر برگشت نهایی فرضی پس از باربرداری است. شکل کلی یک حلقه هیسترزیس به مثابه یک پرچم هویدا شد که در ضمن اتلاف انرژی، فاقد کرنش باقی‌مانده است.

خواص مواد مهاربند آلیاژ حافظه‌دار شکلی نشان‌داده‌شده در شکل (۶)، مطابق با خواص مکانیکی آلیاژ حافظه‌دار شکلی گزارش شده توسط یوسف و همکاران [۴۲] است. طول واقعی قطعه آلیاژ حافظه‌دار شکلی محاسبه‌شده برای قطعه کوتاه آلیاژ حافظه‌دار شکلی در مهاربندها برابر با ۷۷ سانتی‌متر است و قطر آن در جدول (۲) ارائه شده است. اختصارات تعیین‌شده برای خصوصیات آلیاژ حافظه‌دار شکلی در جدول (۳) معرفی شده است. داده‌های ذکرشده در شکل (۶) نشان می‌دهد که در مقایسه با مواد فولادی سازه‌ای، تنش تسلیم آلیاژ حافظه‌دار شکلی نزدیک به فولاد سستی است، درحالی‌که مدول الاستیسیته آلیاژ حافظه‌دار شکلی به طور قابل‌توجهی کمتر از فولاد است. ازدیاد طول قابل‌بازیافت برای آلیاژ حافظه‌دار شکلی به طور قابل‌توجهی بزرگ‌تر از مواد فولادی است. با این حال، ازدیاد طول‌های شکست

مواد آلیاژ حافظه‌دار شکلی و مواد فولاد ساختمانی تقریباً مشابه هستند.

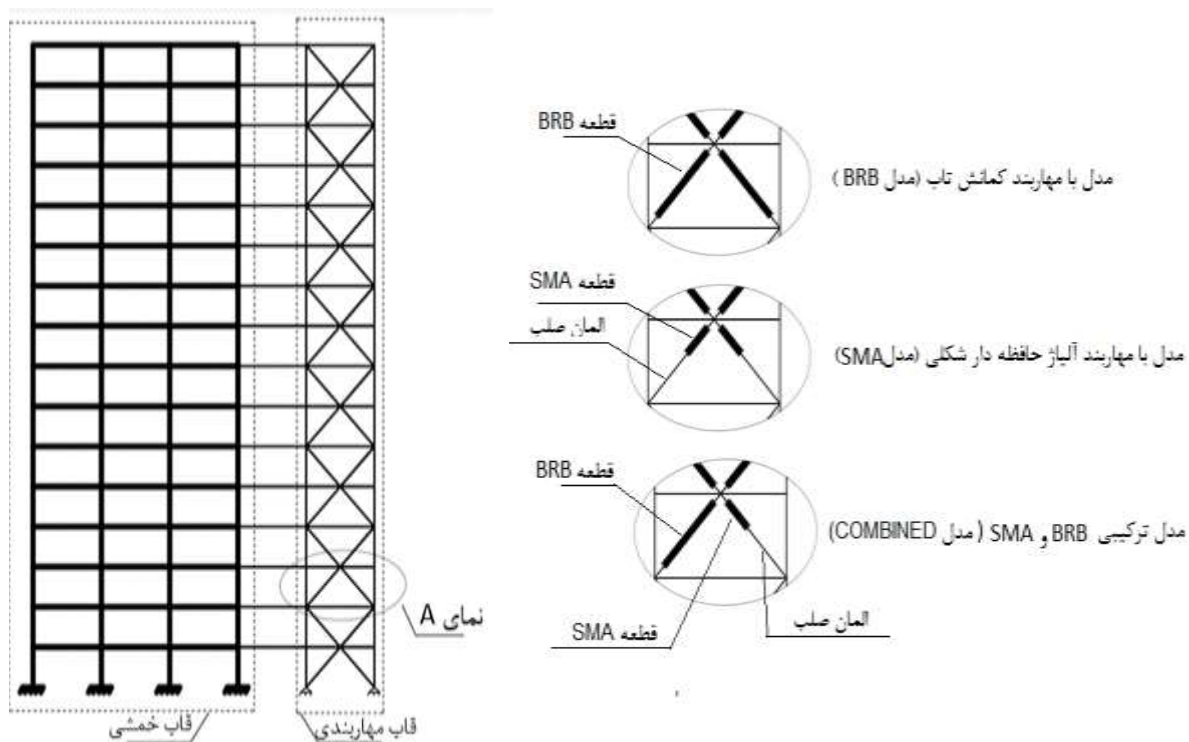
جدول ۲- سطح مقاطع مهاربندها

| آلیاژ  | کمانش‌تاب | طبقه  |
|--------|-----------|-------|
| ۰,۰۰۶۴ | ۰,۰۱۳۳    | ۲-۱   |
| ۰,۰۰۶۴ | ۰,۰۱۳۳    | ۴-۳   |
| ۰,۰۰۴۷ | ۰,۰۰۹۵    | ۶-۵   |
| ۰,۰۰۴۰ | ۰,۰۰۸۵    | ۸-۷   |
| ۰,۰۰۴۰ | ۰,۰۰۸۵    | ۱۰-۹  |
| ۰,۰۰۳۴ | ۰,۰۰۷۲    | ۱۲-۱۱ |
| ۰,۰۰۲۶ | ۰,۰۰۵۴    | ۱۴-۱۳ |
| ۰,۰۰۱۸ | ۰,۰۰۳۸    | ۱۶-۱۵ |

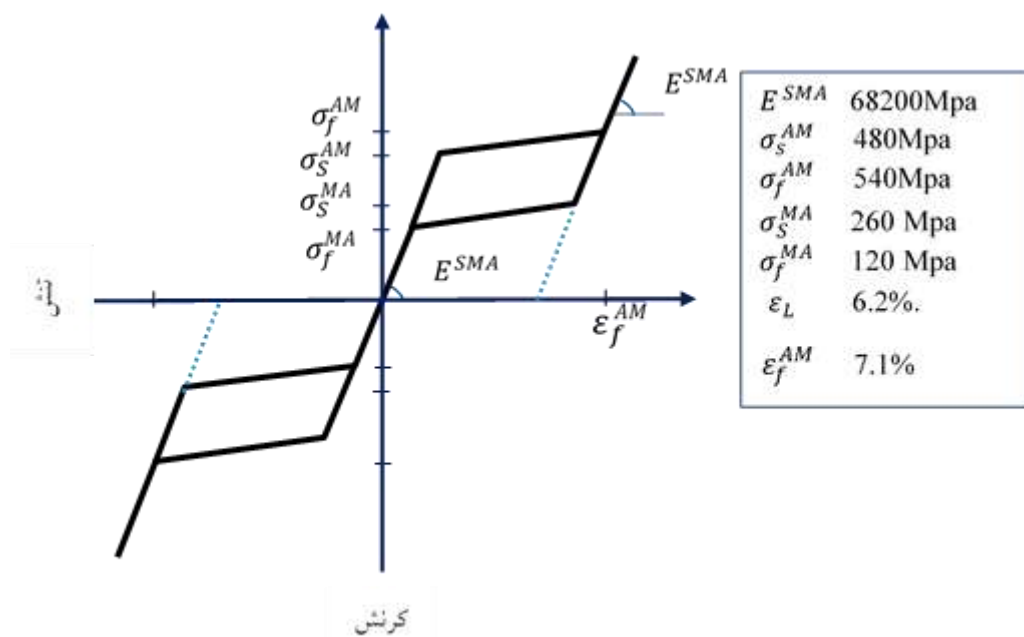
جدول ۳- اختصارات مربوط به آلیاژ

|                                      |                   |
|--------------------------------------|-------------------|
| مدول الاستیسیته اولیه                | $E^{SMA}$         |
| شروع مرحله تبدیل آستنیت به مارتنزیت  | $\sigma_s^{AM}$   |
| پایان مرحله تبدیل آستنیت به مارتنزیت | $\sigma_f^{AM}$   |
| شروع مرحله تبدیل مارتنزیت به آستنیت  | $\sigma_s^{MA}$   |
| پایان مرحله تبدیل مارتنزیت به آستنیت | $\sigma_f^{MA}$   |
| حداکثر کرنش بازگشت                   | $\epsilon_L$      |
| حد کرنش طرح                          | $\epsilon_f^{AM}$ |

مهاربندهای با قطعه آلیاژ حافظه‌دار شکلی کوتاه همراه با عنصر صلب همان‌طور که در شکل (۵) نشان داده شده است، ایده خوبی برای مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی است. مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی در نظر گرفته‌شده که کمانش‌تاب هستند به‌طورکلی شبیه به مهاربندهای کمانش‌تاب هستند. فرض بر این است که میله‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی توسط مصالح سیمانی محصور شده‌اند و می‌توانند تحت نیروی فشاری بدون کمانش قرار گیرند. معمولاً انتظار می‌رود که قطعه آلیاژ حافظه‌دار شکلی وارد رفتار غیرخطی شده و با اتلاف انرژی به‌عنوان فیوز عمل کند درحالی‌که پلاستیسیته نباید در تیرها و ستون‌های قاب مهاربندی شده گسترش یابد. سطح مقطع قسمت ( $A_{SMA}$ ) آلیاژ حافظه‌دار



شکل ۵- سه رویکرد مورد تحقیق

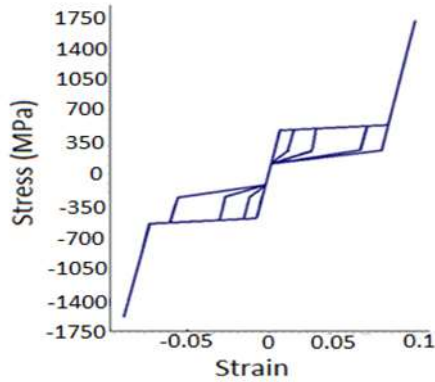


شکل ۶- منحنی تنش کرنش آلیاژ حافظه دار شکلی [۴۳]

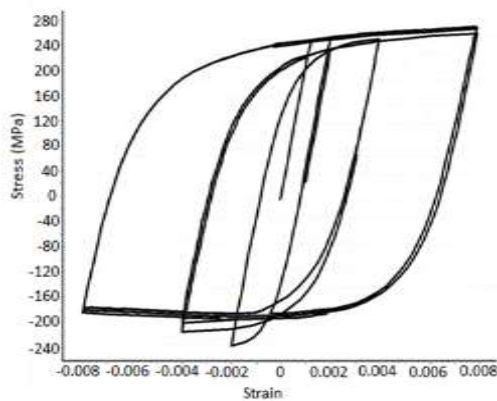
شکلی به گونه ای محاسبه شد که مقاومت محوری مقطع آلیاژ حافظه دار شکلی برابر با سطح مقطع مهاربند فولادی یکنواخت ( $A_s$ ) محاسبه شده در قاب طراحی شده الاستیک باشد. از آن جایی که مدول الاستیسیته برای قطعات آلیاژ حافظه دار

شکلی به گونه ای محاسبه شد که مقاومت محوری مقطع آلیاژ حافظه دار شکلی برابر با سطح مقطع مهاربند فولادی یکنواخت ( $A_s$ ) محاسبه شده در قاب طراحی شده الاستیک باشد. از آن جایی که مدول الاستیسیته برای قطعات آلیاژ حافظه دار





شکل ۷- رفتار مدل آلیاژ مورد استفاده



شکل ۸- رفتار مدل فولاد مورد استفاده

طراحی الاستیک ( $L_s$ ) باشد. بنابراین، فرکانس طبیعی الاستیک و مقاومت تسلیم برای هر دو قاب فولادی و قاب با مهاربندهای آلیاژ حافظه دار شکلی برابر است. بر اساس منطق فوق، روابط (۱) و (۲) استخراج شد [۴۲]:

$$A_{SMA}\sigma_s^{AM} = F_y A_s \Rightarrow A_{SMA} = \alpha A_s, \alpha = \frac{F_y}{\sigma_s^{AM}} \quad (1)$$

$$\left(\frac{AE}{L}\right)_{SMA} = \left(\frac{AE}{L}\right)_s \Rightarrow L_{SMA} = \gamma L_s, \gamma = \alpha \frac{E_{SMA}}{E_s} \quad (2)$$

$\alpha$  نسبت های سطح مقطع آلیاژ حافظه دار شکلی به مقدار متناظر مهاربند فولادی طراحی شده است و  $\gamma$  نسبت مدول الاستیسیته آلیاژ حافظه دار شکلی به مواد فولادی مورد استفاده برای مهاربند را نشان می دهد.

$E_s$  و  $F_y$  به ترتیب مدول الاستیسیته و تنش تسلیم فولاد هستند. در سیستم غیرخطی، بخش آلیاژ حافظه دار شکلی با استفاده از مدل تک محوری پیاده سازی شده توسط **اوریکو** و **ساکو**<sup>۱</sup> [۴۳] ایجاد شد. و حلقه های پسماند ماده آلیاژ حافظه دار شکلی در این تحقیق در شکل (۷) نشان داده شده است. از سختی ثابت به صورت مستقل از نرخ، برای آسنیت کامل و مارتنزیت کامل استفاده شده است.

## ۲-۳- صحت سنجی

یک کار آزمایشگاهی انجام شده توسط **مریت**<sup>۲</sup> و **همکاران** [۴۴]، برای صحت سنجی المان مهاربندهای کمانش تاب استفاده شد. برای صحت سنجی نرم افزار، مدل فولاد تک محوری **داد** و **رسترو** **پوسادا**<sup>۳</sup> [۴۵] استفاده شد (شکل ۸). این مدل کاهش مدول الاستیسیته در حین بارگذاری و باربرداری را در نظر می گیرد و کاهش کرنش کششی نهایی، تنها به عنوان تابعی از حداکثر کرنش فشاری در نظر گرفته شد. حلقه های چرخه ای بار-تغییر شکل یک مهاربند کمانش تاب در کار عددی و تجربی در شکل (۹) رسم شده است. منحنی های کلی تعیین شده از مدل عددی و آزمایشگاهی تقریباً مشابه هستند. همان مدل مصالح فولادی مورد استفاده در روش صحت سنجی برای عناصر مهاربند کمانش تاب در مدل های نمونه اولیه اجرا شد.

## ۳-۳- رکوردها

برای انجام تحلیل های دینامیکی و به دست آوردن پاسخ های قابل اعتماد، به کارگیری رکورد زمین لرزه مناسب ضروری است. در این تحقیق سطوح زلزله حداکثر یا زلزله طرح استفاده شد. نمودار طیف پاسخ زلزله، حداکثر ۱.۵ برابر نمودار طیف پاسخ زلزله طرح است. ۱۴ رکورد پالس دار حوزه نزدیک از مجموعه حرکات زمین معرفی شده توسط FEMA P695 انتخاب شدند. رکوردها مولفه های افقی زلزله ها و عمود بر جهت گسل هستند که به عنوان مؤلفه عمود بر گسل شناخته می شوند. تاریخچه زمانی حرکات از پایگاه داده PEER NGA گرفته شده است. فهرست رکوردهای حرکت قوی زمین انتخاب شده در جدول (۴) فهرست شده است. رکوردها به گونه ای مقیاس شده اند که بین محدوده

<sup>3</sup> Dodd and Restrepo-posada

<sup>1</sup> Auricchio and Sacco

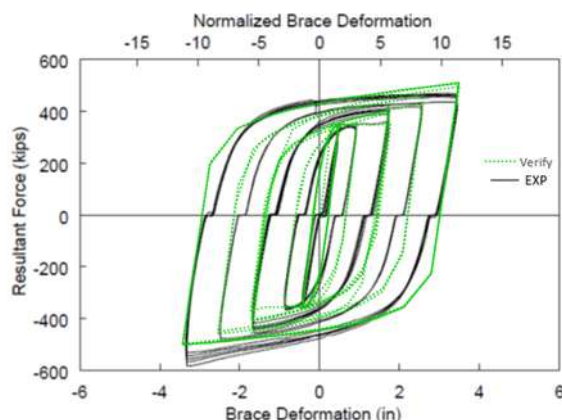
<sup>2</sup> Merritt

جدول ۴- مشخصات رکوردها [۴۶]

| شماره رکورد<br>زلزله | نام رکورد<br>زلزله    | طبق<br>PEER | نام گذاری | سال وقوع | مدت زمان                 | ایستگاه ثبت<br>زلزله | PGA   | PGV  | بزرگا | ضریب | فاصله از<br>ساختمان |
|----------------------|-----------------------|-------------|-----------|----------|--------------------------|----------------------|-------|------|-------|------|---------------------|
| ۱                    | Northridge-01         | ۱۰۶۳        | ۱۹۹۴      | ۲۰       | Rinaldi<br>Receiving Sta | ۰/۸۷                 | ۱۶۷/۳ | ۶/۷  | ۱/۳۱  | ۱۰/۹ |                     |
| ۲                    | Imperial valley-06    | ۱۸۱         | ۱۹۷۹      | ۳۹       | El centro<br>Array#6     | ۰/۴۴                 | ۱۱۱/۹ | ۶/۵  | ۱/۹۸  | ۲۷/۵ |                     |
| ۳                    | Duzce                 | ۱۶۰۵        | ۱۹۹۹      | ۲۶       | Duzce                    | ۰/۵۲                 | ۷۹/۳  | ۷/۱  | ۲/۶۹  | ۱/۶  |                     |
| ۴                    | Loma Prieta           | ۸۰۲         | ۱۹۸۹      | ۴۰       | Saratoga-<br>Aloha       | ۰/۳۸                 | ۵۵/۶  | ۶/۹  | ۳/۳۹  | ۷۲/۲ |                     |
| ۵                    | Kocaeli/IZT           | ۱۱۶۵        | ۱۹۹۹      | ۳۰       | Izmit                    | ۰/۲۲                 | ۲۹/۸  | ۷/۵  | ۶/۷۸  | ۵/۳  |                     |
| ۶                    | Northridge-01         | ۱۰۸۶        | ۱۹۹۴      | ۴۰       | Sylmar-Olive<br>View     | ۰/۷۳۰                | ۱۲۲/۸ | ۶/۷  | ۱/۷۴  | ۱۶/۸ |                     |
| ۷                    | Irpinia, Italy-01     | ۲۹۲         | ۱۹۸۰      | ۴۰       | Sturmo                   | ۰/۳۱                 | ۴۵/۵  | ۶/۹  | ۴/۸۲  | ۳۰/۴ |                     |
| ۸                    | Superstition-hills-02 | ۷۲۳         | ۱۹۸۷      | ۲۲/۳     | Parachute test<br>site   | ۰/۴۲                 | ۱۰۶/۸ | ۶/۵۵ | ۱/۶۴  | ۱۶   |                     |
| ۹                    | Imperial valley-06    | ۱۸۲         | ۱۹۷۹      | ۳۷       | El centro<br>Array#7     | ۰/۴۶                 | ۱۰۸/۹ | ۶/۵  | ۱/۸۹  | ۲۷/۶ |                     |
| ۱۰                   | Erizican-Turkey       | ۸۲۱         | ۱۹۹۲      | ۲۰/۸     | Erizican                 | ۰/۴۹                 | ۹۵/۵  | ۶/۷  | ۱/۸۹  | ۹    |                     |
| ۱۱                   | Cape Mendocino        | ۸۲۸         | ۱۹۹۲      | ۳۶       | Petrolia                 | ۰/۶۳                 | ۸۲/۱  | ۷    | ۲/۱۷  | ۴/۵  |                     |
| ۱۲                   | Landers               | ۸۷۹         | ۱۹۹۲      | ۴۸       | Lucerne                  | ۰/۷۹                 | ۱۴۰/۳ | ۷/۳  | ۲/۱۴  | ۴۴   |                     |
| ۱۳                   | Chi chi, Taiwan       | ۱۵۰۳        | ۱۹۹۹      | ۹۰       | TCU065                   | ۰/۸۲                 | ۱۲۷/۷ | ۷/۶  | ۱/۳۲  | ۲۶/۷ |                     |
| ۱۴                   | Chi chi, Taiwan       | ۱۵۲۹        | ۱۹۹۹      | ۹۰       | TCU102                   | ۰/۲۹                 | ۱۰۶/۶ | ۷/۶  | ۱/۹۹  | ۴۵/۶ |                     |

شکل (۱۱-الف) میانگین هندسی حداکثر تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای را برای مدل‌های مورد بررسی تحت مجموعه رکوردها در سطح زلزله حداکثر محتمل نشان می‌دهد. در محاسبه میانگین‌های هندسی، قدرمطلق مثبت و منفی هر پارامتر لحاظ شده است. مشاهده شد که مدل SMA بیشترین تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای ناشی از زلزله‌ها را در سطح زلزله حداکثر محتمل نشان می‌دهد که تقریباً ۳ درصد و در موقعیت حدود 0.25H از تراز پایه است. به نظر می‌رسد که سختی اندک پس از تسلیم مهاربندهای SMA دلیل تقاضای بیشتر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باشد. این مقادیر برای مدل BRB و COMBINED در معرض زلزله در سطح زلزله حداکثر محتمل به ترتیب تقریباً ۲٫۸ درصد و در ارتفاع حدود 0.25H است. بنابراین، تفاوت معنی‌داری در حداکثر پاسخ تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای مدل‌های با مهاربند SMA و مهاربند BRB تحت زلزله‌ها وجود ندارد. لازم به ذکر است که میانگین هندسی مجاز حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای به دلیل رکورد زلزله در سطح زلزله حداکثر محتمل بر اساس دستورالعمل سازه بلند لس‌آنجلس ۳

0.2T تا 1.5T طیف متوسط از همه رکوردها بیش از ۱۰ درصد زیر طیف هدف مربوطه قرار نمی‌گیرند [۴۶]، طیف‌های مقیاس‌شده برای هر رکورد و میانگین آن‌ها در شکل (۳) نشان داده شده است.



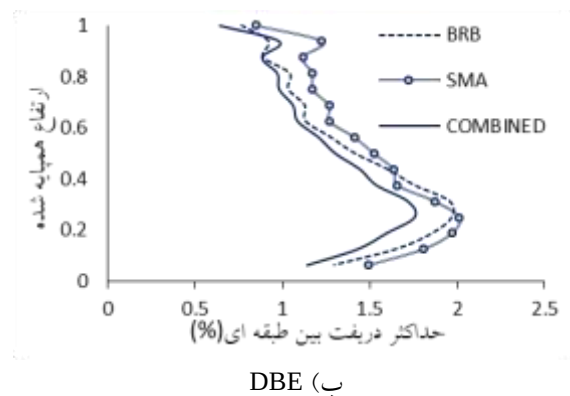
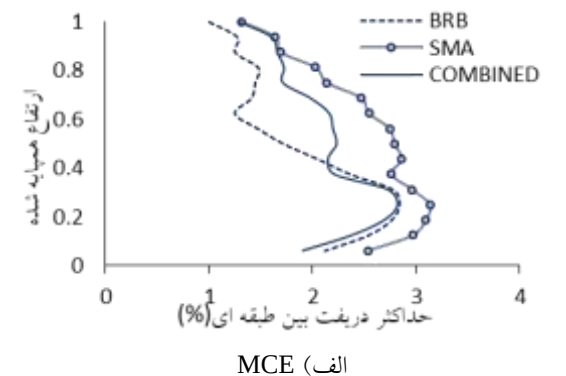
شکل ۹- صحت‌سنجی رفتار مهاربند

## ۴- نتایج تحلیل

درصد است. می‌توان نتیجه گرفت که سیستم‌های دوگانه در نظر گرفته شده می‌توانند در کنترل حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای در معرض حرکات زمین قوی پالس‌دار بسیار مؤثر باشند. از شکل (۱۱-الف) مشاهده شد که حداکثر تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای در سازه‌های مورد بررسی در معرض زلزله‌های سطح زلزله حداکثر محتمل تقریباً کمتر از ۳ درصد است.

توجه شود که افزایش یکسان شدت لرزه‌ای (افزایش PGA) برای چند سازه مختلف لزوماً موجب افزایش پاسخ لرزه‌ای با همان نرخ افزایش شدت لرزه‌ای نمی‌گردد. این موضوع برای سازه‌های مختلف با شدت‌های مختلف بروز می‌کند.

شکل (۱۱-ب) میانگین حداکثر تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای مدل‌های مورد بررسی را که در معرض زلزله‌ها در سطح زلزله طرح قرار گرفته‌اند، مقایسه می‌کند. روند کلی سه مدل تحت زلزله تقریباً یکسان است. حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای مجاز تحت زلزله سطح زلزله طرح در آیین‌نامه ASCE 7-10، ۲ درصد است که برای مدل‌های SMA، BRB و COMBINED تحت سطح زلزله طرح تقریباً ۲ درصد است.



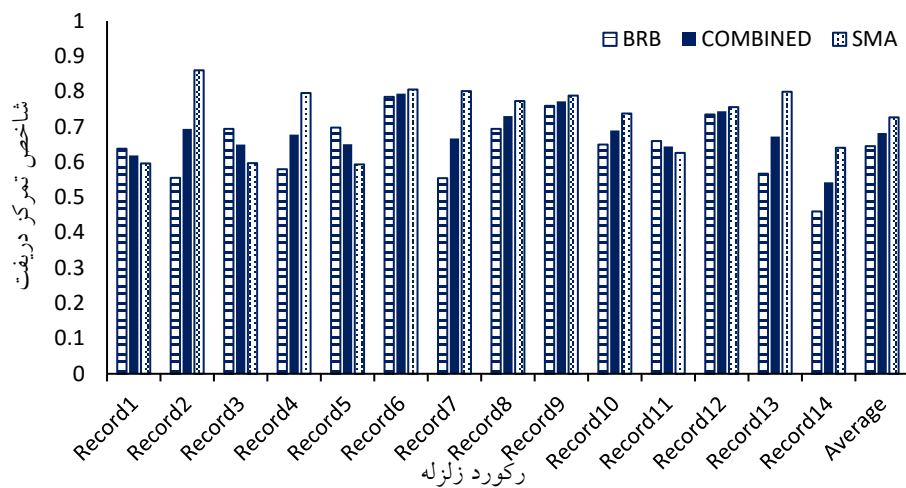
شکل ۱۱- نمودار پوش حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای

برای زلزله‌های مورد بررسی، تغییراتی در مقادیر پوش حداکثر تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای در طول ارتفاع سازه قابل مشاهده است. این موضوع را می‌توان با شاخص تمرکز دررفت کمی نمود که با رابطه (۳) تعریف می‌شود:

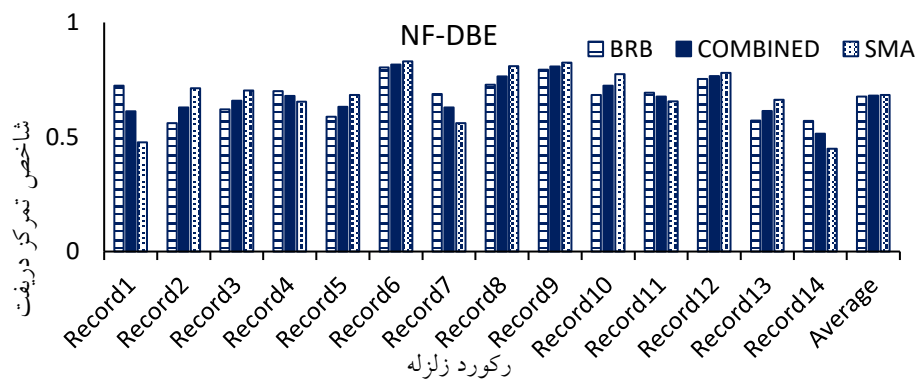
$$(3) \quad DR = \frac{DR}{Max(IDR)} = \text{شاخص دررفت تمرکز}$$

که DR نشان‌دهنده تقاضای دررفت بام است که با حداکثر جابه‌جایی جانبی بام تقسیم بر ارتفاع ساختمان محاسبه شد و IDR حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای است. ضریب تمرکز دررفت برای مدل‌های بررسی شده در معرض رکوردها زلزله در سطح زلزله حداکثر محتمل در شکل (۱۲) ارائه شده است. میانگین هندسی این شاخص برای مدل SMA و مدل BRB به ترتیب ۰٫۷۲ و ۰٫۶۴ است. شکل (۱۳) مقادیر مربوط به زمین‌لرزه‌های سطح زلزله طرح را نشان می‌دهد. به‌طورکلی، شاخص تمرکز دررفت برای سیستم‌های بررسی شده در مقایسه با نتایج دیگران رضایت‌بخش است [۴۷].

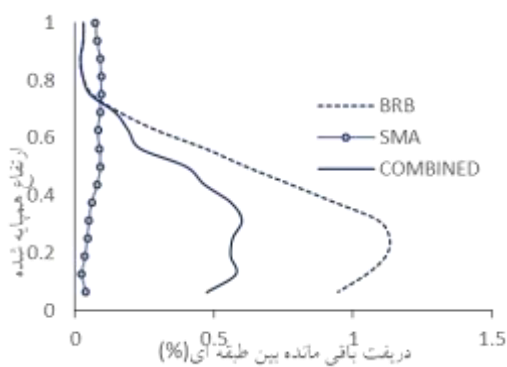
جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده در هر سطح زلزله اهمیت دارد و آن‌ها اطلاعات مفیدی را در مورد توزیع آسیب و قابلیت تعمیر سازه پس از زلزله ارائه می‌دهند. شکل (۱۴) نمودار حداکثر پوش جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده را برای زلزله‌های بررسی شده در سطوح زلزله حداکثر محتمل و زلزله طرح نشان می‌دهد. حداکثر تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده برای مدل BRB در سطوح زلزله حداکثر محتمل و زلزله طرح به ترتیب حدود ۲ و ۱٫۲ درصد و برای مدل SMA تقریباً ۰٫۲۸ و ۰٫۱۱ درصد است. قابل ذکر است که دستورالعمل سازه بلند لس‌آنجلس بیان می‌کند که در زمین‌لرزه‌های سطح زلزله حداکثر محتمل، میانگین هندسی حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده مجاز ۱ درصد است، بنابراین طبق شکل (۱۴)، مدل‌های BRB و COMBINED به طور قابل ملاحظه‌ای از این حد فراتر رفته‌اند. شایان ذکر است که وقتی حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده یک سیستم کمتر از ۰٫۵ درصد باشد، تعمیر آن ساختمان مقرون‌به‌صرفه‌تر از تخریب و ساخت مجدد آن است، در غیر این صورت بهتر است بازسازی شود [۴۷]. مدل SMA قطعه کوتاه برای همه مهارها در سیستم‌های دوگانه



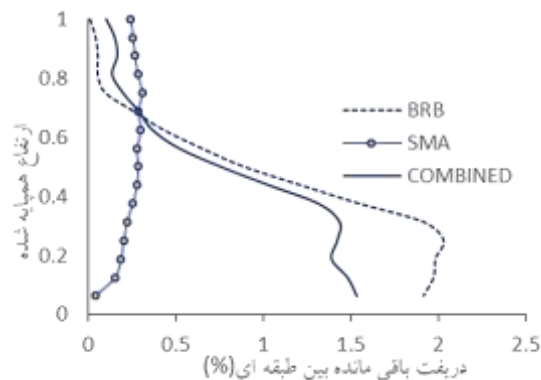
شکل ۱۲- شاخص تمرکز دررفت برای سطح زلزله حداکثر محتمل



شکل ۱۳- شاخص تمرکز دررفت برای سطح زلزله طرح



DBE (ب)



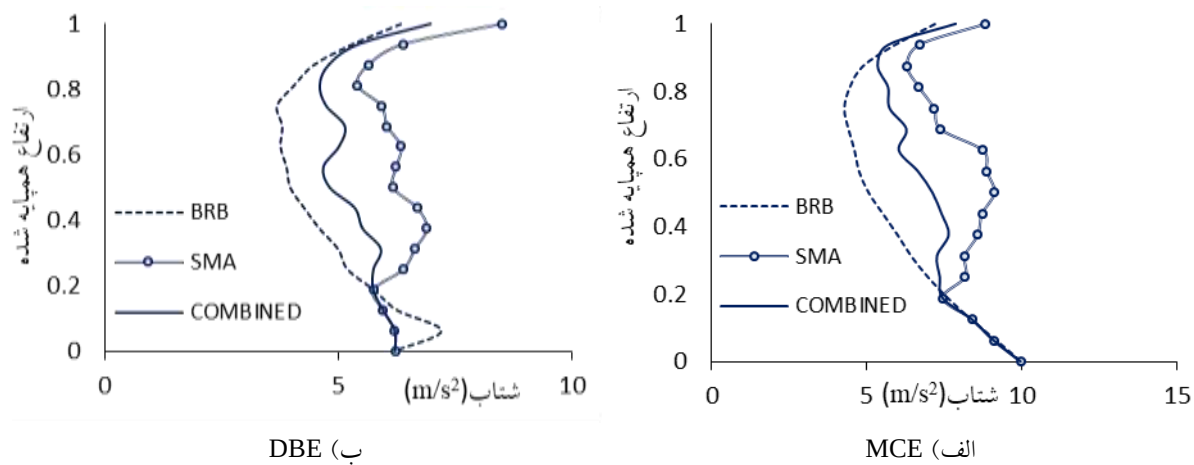
MCE (الف)

شکل ۱۴- پوش جابه‌جایی نسبی باقی‌مانده بین طبقه‌ای

شد. لازم به ذکر است که اکثر اجزای معماری (به‌عنوان مثال: نازک‌کاری، سیستم‌های سقف و روشنایی، دیوارهای جداکننده داخلی و غیره)، تجهیزات مکانیکی و الکتریکی (به‌عنوان مثال: سیستم‌های گرمایش، تهویه و سرمایش، سیستم‌های حفاظت در

میزان حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده را به میزان قابل‌توجهی کاهش می‌دهد. اوج شتاب طبقات به‌طور کلی مرتبط با آسیب غیرسازه‌ای است. بسته به نوع عناصر غیرسازه‌ای منجر به زیان اقتصادی بالقوه

برابر آتش، و سیستم‌های برق اضطراری و غیره) و همچنین با توجه به آنچه که توسط زلزله‌های اخیر نشان داده شده است، می‌توان انتظار داشت که محتویات ساختمان با دامنه بالایی شتاب‌های طبقه آسیب ببیند [۴۸]، در این مطالعه، محدودیت‌های شتاب‌های اوج طبقه به ترتیب ۱،۰ و ۱،۵ g در سطوح زلزله طرح و زلزله حداکثر محتمل در نظر گرفته شده است [۴۷]. در شکل (۱۶) مشاهده شد تحت زمین‌لرزه‌های سطح زلزله حداکثر محتمل که میانگین هندسی پیک شتاب زمین برای زلزله‌ها تقریباً برابر با ۱۰ متر بر ثانیه است. به‌طور کلی پاسخ شتاب طبقات در سازه‌های دوگانه با مهاربندهای SMA که در معرض زلزله قرار گرفته‌اند، در ارتفاع متوسط تورم را نشان می‌دهد، درحالی‌که در دو رویکرد

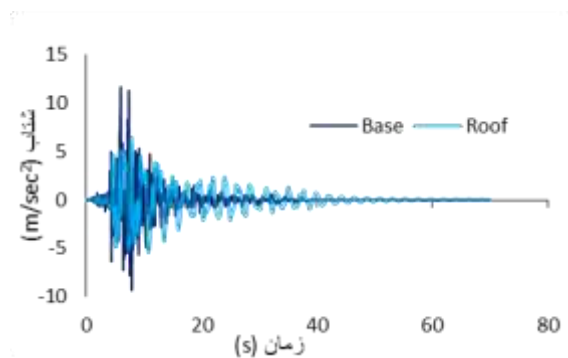


شکل ۱۶- پوش شتاب طبقات

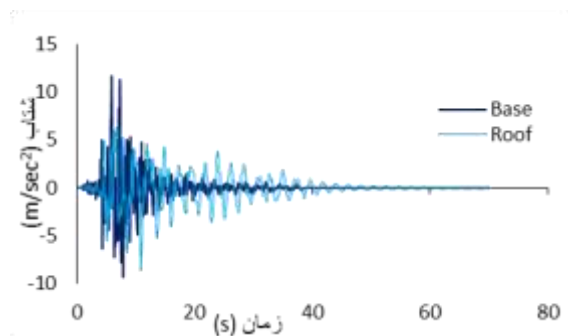
و کمیت حد شکل‌پذیری متناظر برای سطح عملکرد نزدیک فروریزش عدد ۲۵، به‌عنوان هدف برای سطح زلزله حداکثر محتمل است. برای ارزیابی سطوح عملکرد میله‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی، تقاضای کرنش یک پارامتر شناخته شده است. سطوح حالت حدی برای بخش آلیاژ حافظه‌دار شکلی در سطح بهره‌برداری بی‌وقفه معادل کرنش تسلیم  $\epsilon_L = 0.7\%$  بیان شده در سطح ایمنی جانی، حداکثر کرنش قابل‌بازیافت  $\epsilon_L = 6.2\%$  و در سطح آستانه فروریزش، حداکثر کرنش در شروع سخت شدگی کرنش دوم  $\epsilon_f^{AM} = 7.1\%$  است [۴۹]. میانگین هندسی تقاضای شکل‌پذیری کرنش در هسته مهاربند کماتش‌تاب در مدل BRB تحت مجموعه رکوردها در سطح زلزله حداکثر محتمل تقریباً ۱۵ است که کمتر از حد ۲۵ است. اما در مدل SMA، تقاضای کرنش متوسط در آلیاژ حافظه‌دار شکلی تحت مجموعه رکوردها در

شکل (۱۷) میانگین هندسی حداکثر تقاضای تنش را در هسته BRB و SMA در امتداد ارتفاع در سطح زلزله حداکثر محتمل برای مدل‌های BRB، COMBINED و SMA نشان می‌دهد. مشاهده تقاضای کرنش در قطعه آلیاژ در مدل SMA، ۳ برابر تقاضای کرنش در هسته فولادی مهاربند کماتش‌تاب مدل BRB است. این به دلیل طول کمتر آلیاژ در مهاربند مدل SMA نسبت به طول هسته فولادی در مدل BRB و همچنین سختی پساتسلیم کمتر مواد آلیاژ در مقایسه با مصالح فولادی مورد استفاده در مهاربند کماتش‌تاب است. علاوه بر این، برخی از محققان محدودیت‌های عملکردی را برای عناصر مهاربند کماتش‌تاب پیشنهاد کرده‌اند [۱۰]، آن‌ها به این نتیجه رسیدند که حد شکل‌پذیری برابر با ۱۵، یک مقدار مناسب برای سطح عملکرد ایمنی جانی به‌عنوان عملکرد هدف برای سطح زلزله طرح

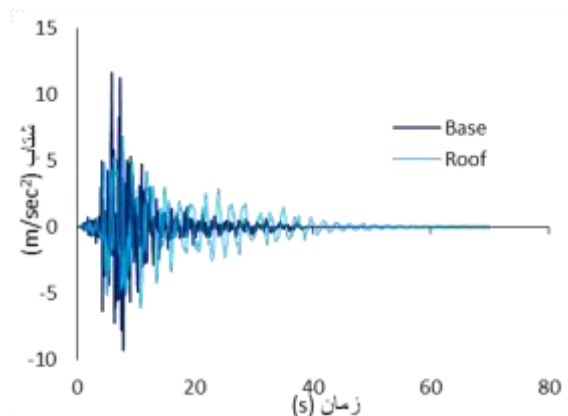
در طبقه اول و هفتم مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی از مرحله تبدیل آستنیت به مارتنزیت عبور نموده؛ ولی در طبقه پانزده به دلیل شدت کمتر دامنه ارتعاش به این مرحله نرسیده است. همچنین به دلیل دامنه ارتعاشی کمتر در طبقه پانزدهم، نمودار هیستریزس تا حدی متقارن و حول مرکز نمودار شکل گرفته است.



الف) مدل BRB



ب) مدل SMA

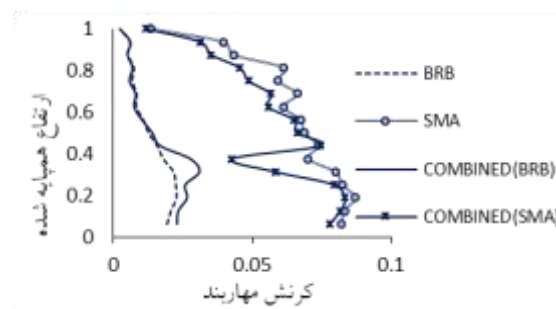


پ) مدل COMBINED

شکل ۱۸- تاریخچه زمانی شتاب بام و زمین تحت زلزله نمونه

سطح زلزله حداکثر محتمل، ۸٫۶ درصد است که نشان می‌دهد، در معرض زلزله‌های نزدیک گسل، تقاضای کرنش نزدیک حد فروریزش است.

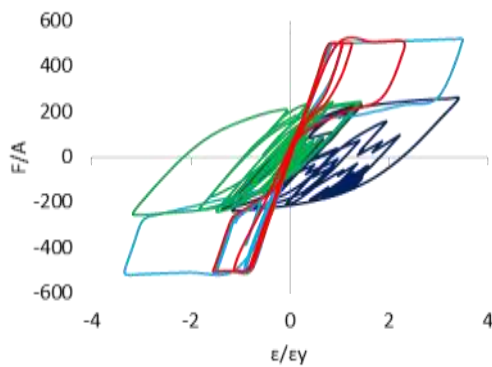
شکل (۱۸) تاریخچه زمانی شتاب حرکت زمین و شتاب بام را برای زلزله نمونه (ردیف ۴ جدول (۴)) در سطح زلزله حداکثر محتمل مورد بررسی برای سه رویکرد سازه‌ای را نشان می‌دهد. در این موارد حداکثر شتاب بام کمتر از حداکثر شتاب زمین است. تاریخچه زمانی دریافت بام برای مدل‌های SMA، COMBINED و BRB در معرض زلزله نمونه (ردیف ۴ جدول (۴)) در سطح زلزله حداکثر محتمل در شکل (۱۹) ارائه شده است. تفاوت معنی‌دار جابه‌جایی باقی‌مانده سه سیستم سازه کاملاً مشهود است. جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده بام در مدل SMA تقریباً ناچیز است.



شکل ۱۷- میانگین هندسی حداکثر تقاضای کرنش در هسته مهاربندها

نمودار هیستریزس تنش-کرنش در هسته کمانش‌تاب فولادی و آلیاژ حافظه‌دار شکلی در سه رویکرد سازه‌ای در طبقه‌های اول، هفتم و پانزدهم تحت زلزله نمونه (ردیف ۴ جدول (۴)) در شکل (۲۰) نشان داده شده است. در محور افقی، تقاضای کرنش نرمال شد (با تقسیم بر کرنش تسلیم مورد انتظار). تفاوت پاسخ تنش-کرنش هسته در طبقات کاملاً آشکار است. مشاهده می‌شود که تحت اثر زلزله نمونه میزان نسبت کرنش در طبقه اول بیشترین و در طبقه پانزده کمترین است. اثر تسلیم‌شدگی هسته فولادی مهاربند کمانش‌تاب و مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی مشهود است.



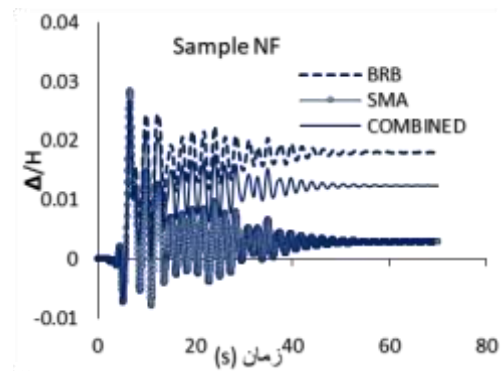


پ) طبقه پانزده

**شکل ۲۰-** نمودار هیستریزس تنش-کرنش در هسته کمانش تاب فولادی و آلیاژ حافظه‌دار شکلی در سه رویکرد سازه‌ای در طبقه‌های اول، هفتم و پانزدهم

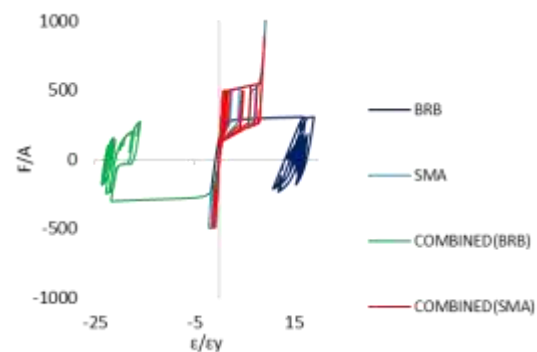
#### ۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش پاسخ لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده با آلیاژ حافظه‌دار شکلی و مهاربند کمانش‌تاب در آرایش‌های مختلف همگرا همراه با قاب خمشی به‌عنوان یک سیستم دوگانه در معرض زمین‌لرزه بررسی شد. قاب مهاربندی‌شده در این پیکربندی شامل مهاربندهای کمانش‌تاب فولادی، مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی یا ترکیبی از مهاربندهای مذکور است. سازه‌ها با سیستم‌های پیشنهادی ابتدا طبق آیین‌نامه‌ها طراحی شده‌اند. سپس مدل‌های غیرخطی سازه‌های در نرم‌افزار ساینزمواستراکت توسعه داده شده و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام شد. تحلیل‌ها تحت مجموعه رکوردهای زلزله در حوزه نزدیک در سطح زلزله حداکثر محتمل و سطح زلزله طرح انجام شد و پاسخ سیستم‌ها بررسی و با یک‌دیگر مقایسه شد. نتایج نشان می‌دهد حداکثر تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده برای مدل با مهاربند کمانش‌تاب در سطح زلزله حداکثر محتمل و سطح زلزله طرح به ترتیب حدود ۲ و ۱٫۲ درصد است و برای مدل SMA تقریباً ۰٫۲۸ و ۰٫۱۱ درصد است. قابل ذکر

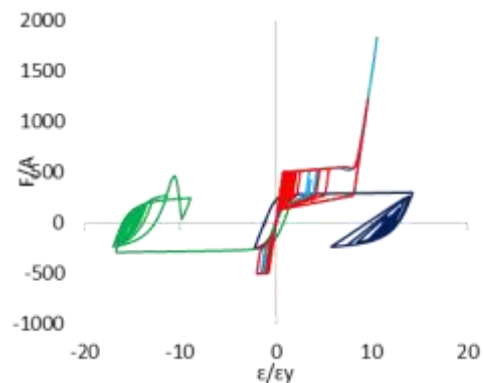


شکل ۱۹- تاریخچه زمانی دررفت بام زلزله نمونه

لازم به توضیح است که نتایج به‌دست‌آمده در چارچوب فرض‌های این تحقیق اعتبار داشته و تعمیم آن به حالت‌های کلی‌تر نیازمند مطالعه عمیق‌تر و وسیع‌تر است.



الف) طبقه یک



الف) طبقه هفت

- [7] Vafaei, D. and Eskandari, R. (2016), "Seismic performance of steel mega braced frames equipped with shape-memory alloy braces under near-fault earthquakes", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, V. 25, No. 1, pp. 3-21.
- [8] Vafaei, D. and Eskandari, R. (2014) "Seismic response of mega buckling-restrained braces subjected to fling-tp and forward-directivity near-fault ground motions", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, V. 24, No. 9, pp. 672-686.
- [9] Uriz, P. and Mahin, S.A. (2008), "Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frame structures", PEER 2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [10] Fahnestock, L.A., Ricles, J.M. and Sause, R. (2007), "Experimental evaluation of a large-scale buckling-restrained braced frame", *Journal of Structural Engineering*, V. 133, No. 9, pp. 1205-1214.
- [11] Dubina, D. (2010), "Dual-steel Frames for multistory buildings in seismic areas", In: E. Batista PV, L. de Lima (ed) *SDSS - Stability and Ductility of Steel Structures*. Rio de Janeiro, 59-80.
- [12] Tsai, K.C., Hsiao, P.C., Wang, K.J., Weng, Y.T., Lin, M.L., Lin, K.C., Chen, C.H., Lai, J.W. and Lin, S.L. (2008), "Pseudo-dynamic tests of a full-scale CFT/BRB frame—Part I: Specimen design, experiment and analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 37, No. 7, pp. 1081-1098.
- [13] Tera'n-Gilmore and A. Ruiz-Garci'a, J. (2011), "Comparative seismic performance of steel frames retrofitted with buckling-restrained braces through the application of Force-Based and Displacement-Based approaches", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, V. 31, No. 3, pp. 478-490.
- [14] NIST (2015), *Seismic design of steel buckling-restrained braced frames: A guide for practicing engineers*, GCR 15-917-34, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 11, produced by the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- [15] Kiggins, S. and Uang, C.M. (2006), "Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames as a dual system", *Engineering Structures*, V. 28, No. 11, pp.1525-1532.
- [16] Fang, C., Zhong, Q., Wang, W., Hu, S. and Qiu, C. (2018), "Peak and residual responses of steel moment-resisting and braced frames under pulse-

است که در دستورالعمل سازه بلند لس آنجلس میانگین هندسی حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده مجاز ۱ درصد است. به علاوه در سطح حداکثر زلزله، میانگین هندسی تقاضای دررفت بام به ترتیب برای مدل‌های SMA، COMBINED و BRB حدود ۲٫۸، ۲٫۳ و ۲٫۱ درصد است و در سطح زلزله طرح همگی حدود ۱٫۵ درصد است.

به‌طورکلی پاسخ شتاب طبقات در سازه‌های دوگانه با مهاربندهای SMA که در معرض زلزله قرار گرفته‌اند، در ارتفاع میانی تورم را نشان می‌دهد، درحالی‌که در دو رویکرد دیگر چنین روندی مشاهده نشد. تمام سازه‌های مورد مطالعه، افزایش شتاب را در نزدیک بام نشان می‌دهند. این موضوع مربوط به نیروی شلاق ناشی از ارتعاشات حرکت زمین است. همچنین در تمامی موارد میانگین هندسی حداکثر شتاب در طبقات سازه عموماً کمتر از پیک شتاب زمین است.

یادآور می‌شود که نتایج به‌دست‌آمده در چارچوب فرض‌های این تحقیق اعتبار داشته و تعمیم آن به حالت‌های کلی‌تر نیازمند مطالعه عمیق‌تر و وسیع‌تر است.

#### ۶- مراجع

- [1] Black, C., Makris, N. and Aiken, I. (2002), "Component testing, stability analysis and characterization of buckling-restrained braces", Report No. PEER-2002/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, USA.
- [2] Ariyaratana, C.A. and Fahnestock, L.A. (2011), "Evaluation of buckling-restrained braced frame seismic performance considering reserve strength" *Engineering Structures*, V. 33, No. 1, pp. 77-89.
- [3] Aiken, I.D., Mahin, S.A. and Uriz, P. (2002), "Large-scale testing of buckling-restrained braced frames" *Proc. Japan Passive Control Symposium*, Tokyo Institute of Technology, Japan, pp. 35-44.
- [4] Erochko, J., Christopoulos, C., Tremblay, R. and Choi, H. (2011), "Residual drift response of SMRFs and BRB Frames in steel buildings designed according to ASCE 7-05", *Journal of Structural Engineering*, V. 137, No. 5, pp. 589-599.
- [5] Eskandari, R. and Vafaei, D. (2015) "Effects of near-fault records characteristics on seismic performance of eccentrically braced frames," *Structural Engineering and Mechanics*, V. 56, No. 5, pp. 855-870.
- [6] Eskandari, R., Vafaei, D., Vafaei, J. and Shemshadian M.E. (2017) "Nonlinear static and dynamic behavior of reinforced concrete steel-braced frames,"



based on a superelastic shape memory alloy ring", Smart Materials and Structures, V. 25, No. 5, pp. 1-16.

- [28] Kari, A., Ghassemieh, M. and Abolmaali, S.A. (2011), "A new dual bracing system for improving the seismic behavior of steel structures", Smart Materials and Structures, V. 20, No. 12, pp. 125020.
- [29] Meshaly, M.E., Youssef, M.A. and Abou Elfath H.M. (2014), "Use of SMA bars to enhance the seismic performance of SMA braced RC frames", Earthquakes and Structures, V. 20, No. 12, pp. 125020.
- [30] Youssef, M.A. and Elfeki, M.A. (2012), "Seismic performance of concrete frames reinforced with superelastic shapememory alloys", Smart Structures and Systems, V. 9, No. 4, pp. 313-333.
- [31] Asgarian, B. and Moradi, S. (2011), "Seismic performance of steel braced frames with shape memory alloy braces", Journal of Constructional Steel Research, V. 67, pp. 65-64.
- [32] Somerville, P.G., Smith, N.F., Graves, R.W. and Abrahamson, N.A. (1997), "Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity", Seismological Research Letters, V. 68, No. 1, pp. 199-222.
- [33] Ghobarah A. (2004), "Response of structures to near-fault ground motion", In: Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada.
- [34] Bertero, V., Mahin, S., Herrera, R. (1978), "A seismic design implications of near-fault San Fernando earthquake records", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V. 6, No. 1, pp. 31-42.
- [35] Anderson, J.C. and Bertero, V.V. (1987), "Uncertainties in establishing design earthquakes", Journal of Structural Engineering, V. 113, No. 8, pp. 1709-1724.
- [36] Akkar, S., Yazgan, U. and Gulkan, P. (2005), "Drift estimates in frame buildings subjected to near-fault ground motions", Journal of Structural Engineering, V. 131, No. 7, pp. 1014-1024.
- [37] ASCE/SEI 7-2010, (2010), "Minimum design loads for buildings and other structures.", American Society of Civil Engineers. Reston, VA.
- [38] Sahoo, D.R. and Chao, S. (2010), "Performance-based plastic design method for buckling-restrained braced frames", Engineering Structures, V. 32, No. 9, pp. 2950-2958.
- [39] ASCE/ANSI Standard 41-06, (2006), "Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", like near-fault earthquakes", Engineering Structures, V. 177, pp. 579-597.
- [17] Fang, C., Wang, W., Zhang, A. and Sause, R. (2019), "Behavior and design of self-centering energy dissipative devices equipped with superelastic SMA ring springs", Journal of Structural Engineering ASCE, V. 145, No. 10, pp. 04019109.
- [18] McCormick, J., Tyber, J., DesRoches, R., Gall, K. and Maier, H.J. (2007), "Structural engineering with NiTi part II: Mechanical behavior and scaling", Journal of Engineering Mechanics, V. 133, No. 9, pp. 1019-1029.
- [19] Aizawa, S., Kakizawa, T. and Higasino, M. (1998), "Case studies of smart materials for civil structures", Smart Materials and Structures, V. 7, No. 5, pp. 617-626.
- [20] Janke, L., Czaderski, C., Motavalli, M. and Ruth, J. (2005), "Applications of shape memory alloys in civil engineering structures—Overview, limits and new ideas", Materials and Structures, V. 38, pp. 578-592.
- [21] Alam, M.S., Nehdi, M. and Youssef, M.A. (2008), "Seismic performance of concrete frame structures reinforced with superelastic shape memory alloys", Smart Structures and Systems, V. 5, No. 5, pp. 565-585.
- [22] Massah, S.R. and Dorvar, H. (2014), "Design and analysis of eccentrically braced steel frames with vertical links using shape memory alloys", Smart Materials and Structures, V. 23, No. 11.
- [23] McCormick, J., Aburano, H., Ikenaga, M. and Nakashima, M. (2008), "Permissible residual deformation level for building structures considering both safety and human elements", Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China. Paper ID 05-06-0071.
- [24] Ricles, J., Sause, R., Garlock, M. and Zhao, C. (2001), "Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames", Journal of Structural Engineering, V. 127, No. 2, pp. 113-21.
- [25] Holden, T., Restrepo, J. and Mander, J.B. (2003), "Seismic performance of precast reinforced and prestressed concrete walls", Journal of Structural Engineering, V. 129, No. 3, pp. 286-96.
- [26] McCormick, J., DesRoches, R., Fugazza, D., Auricchio, F., (2007), "Seismic assesment of concentrically braced steel frames with shape memory alloy braces", Journal of Structural Engineering, V. 133, No. 6, pp. 862-870.
- [27] Gao, N., Jeon, J.S., Hodgson, D.E. and DesRoches, R. (2016), "An innovative seismic bracing system



(Previously Published as FEMA 356), American Society of Civil Engineering, Reston, VA.

- [40] AISC-341 (2010), "Seismic provision for structural steel buildings", American Institute of Steel Construction: Chicago.
- [41] Jones, P. and Zareian, F. (2013), "Seismic response of a 40-storey buckling-restrained braced frame designed for the Los Angeles region", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, V. 22, No. 3, pp. 291-299.
- [42] Youssef, M.A., Mashaly, M.E. and Abou Elfath, H. (2010), "Use of SMA and buckling restrained braces to reduce seismic residual deformation in low-rise RC frames", 9th US National and 10th Canadian Conf on Earthquake Engineering (Toronto, Ontario, Canada) paper No. 544.
- [43] Auricchio, F. and Sacco, E. (1997) "A superelastic shape-memory-alloy beam", *Journal of Intelligent Materials and Structures*, V. 8, No. 6, pp. 489-501.
- [44] Merritt, S., Uang, C.M. and Benzoni, G. (2003), "Subassemblage testing of star seismic buckling restrained braces", TR-2003/04. La Jolla (CA): Univ. of California at San Diego.
- [45] Dodd, L.L. and Restrepo posada, J.I. (1995), "Model for Predicting Cyclic Behavior of Reinforcing Steel", *Journal of Structural Engineering*, V. 121, No. 3, pp. 433-445.
- [46] LATBSDC, (2014), "An Alternative Procedure For Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region", Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council: Los Angeles.
- [47] Qu, Z., Wada, A., Motoyui, S., Sakata, H. and Kishiki, S. (2012), "Pin-supported walls for enhancing the seismic performance of building structures", *earthquake engineering and structural dynamics*, V. 41, No. 14, pp. 2075-2091.
- [48] FEMA-74, (2011), "Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage - A practical guide", Federal Agency Management Emergency.
- [49] Pham, H.V. (2013), "Performance-based Assessments of Buckling-restrained Braced Steel Frames Retrofitted by Self-Centering ShapeMemory Alloy Braces", Doctoral dissertation, Georgia Institute of Technology.

