

## بررسی عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای کمانش تاب با دو هسته‌ی تسلیمی موازی

کوروش مهدی‌زاده\*

گروه مهندسی عمران، واحد گرمسار، دانشگاه آزاد اسلامی، گرمسار، ایران

عباسعلی صادقی

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

سیده وحیده هاشمی

دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران

ko\_ma751@mail.um.ac.ir

تاریخ پذیرش نهایی: ۱۳۹۹/۰۹/۲۹

تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۸/۱۱

### چکیده:

سازه‌های مجهز به مهاربندهای کمانش تاب (BRB) از جمله سازه‌های مقاوم در برابر زلزله هستند که دو خصوصیت سختی جانبی بالا و قابلیت جذب و اتلاف انرژی را همزمان دارا می‌باشند. در این تحقیق، به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای کمانش تاب یک هسته‌ای و دو هسته‌ای از مکانیزم دو هسته‌ی موازی با طول هسته‌ی یکسان و با تنش تسلیم متفاوت استفاده شده است. بنابراین در این مطالعه، ۳ ساختمان سه بعدی ۳، ۶ و ۹ طبقه مجهز به مهاربندهای همگرای ضربدری کمانش تاب در نرم‌افزار ETABS 2017 بر اساس آئین‌نامه‌ی AISC-LRFD طراحی و کلیه‌ی ضوابط لرزه‌ای استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم نیز کنترل و در ادامه قاب‌های دو بعدی پیرامونی مجهز به مهاربندهای کمانش تاب در دو حالت یک هسته‌ای و دو هسته‌ای در نرم‌افزار SeismoStruct 2018 مدل‌سازی شده است. به منظور بررسی رفتار سازه‌های مذکور، تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی بهنگام شونده و دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی تحت ۳ زلزله‌ی دور از گسل انجام شده است. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از دو هسته‌ی تسلیمی موازی سختی الاستیک سازه را افزایش می‌دهد ولی تغییر محسوسی در مقاومت جانبی سازه‌ها ایجاد نمی‌کند. همچنین تحت زلزله‌های اعمال شده منحنی‌های هیستریزس به دست آمده نشان می‌دهد که استفاده از دو هسته‌ی موازی اتلاف انرژی زلزله را بیشتر می‌نماید. به طور کلی استفاده از مهاربندهای کمانش تاب دو هسته‌ای، پاسخ‌های لرزه‌ای از قبیل جابجایی بام، شتاب بام، جابجایی نسبی و برش پایه را تقریباً تا ۲۰ درصد کاهش داده است.

**کلیدواژگان:** مهاربند کمانش تاب (BRB)، دو هسته‌ی تسلیمی موازی، تحلیل استاتیکی غیرخطی بهنگام شونده، تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی، زلزله‌ی دور از گسل.

## ۱- مقدمه

با توجه به وقوع زلزله‌های قوی در کشورمان، بحث طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها در مقابل زلزله همواره چالش مهمی برای مهندسين سازه و زلزله بوده‌است. در این میان تعریف روش‌های مختلف طراحی در آئین‌نامه‌ها و مقالات مختلف همواره این سوال را در ذهن تداعی می‌کند که کدام روش جهت طراحی ایمن‌تر و از طرفی مقرون به صرفه‌تر می‌باشد. در این میان برای محاسبه و طراحی می‌توان از روش‌های تحلیل خطی و تحلیل غیرخطی استفاده نمود. منظور از تحلیل خطی، تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار ارتجاعی برای اجزاء آن می‌باشد.

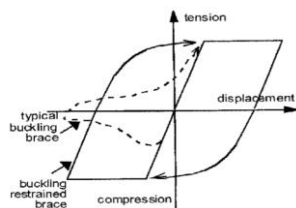
روش‌های تحلیل غیر خطی سازه به دلیل رفتار غیرخطی مصالح، ترک خوردگی و اثرات غیرخطی هندسی می‌باشد. از جمله تحلیل‌های غیرخطی می‌توان به روش استاتیکی غیر خطی (بار افزون)، تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی، آنالیز دینامیکی با استفاده از طیف پاسخ غیر خطی اشاره نمود. در آئین‌نامه‌های داخلی مانند استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم نیز توجهی ویژه‌ای به تحلیل‌های غیرخطی و به خصوص روش تحلیل استاتیکی غیر خطی شده است. این روش یکی از ابزارهای قوی در طراحی سازه براساس عملکرد آن می‌باشد. مبنای تحلیل استاتیکی غیر خطی دستورالعمل بهسازی ایران (نشریه ۳۶۰) می‌باشد. تحقیقات به عمل آمده توسط محققان داخلی و خارجی معمولاً در چهارچوب چند روش تحلیلی پوش آورده شده که این روش‌ها اغلب با توجه به الگوی بار جانبی نام‌گذاری می‌شود. شکل بار جانبی شامل الگوی بار مثلی، مستطیلی، مود اول و یا ترکیب مودها (مودال) می‌باشد [۱]. هدف از تحلیل استاتیکی غیرخطی، ارزیابی رفتار یک سیستم سازه‌ای به کمک تخمین مقاومت و تغییر شکل مورد نیاز، توسط یک تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون می‌باشد. این برآورد بر اساس شناسایی پارامترهای مهم رفتاری شامل تغییر مکان جانبی، تغییر شکل‌های نسبی اعضا، اتصالات و ... خواهد بود. روش‌های تحلیلی که در طراحی بر اساس عملکرد و بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها مطرح می‌شوند، عمدتاً بر مبنای آنالیز استاتیکی غیرخطی می‌باشند. دلیل استفاده از این نوع آنالیز، سرعت بالای انجام آن، سادگی تفسیر نتایج و دقت قابل قبول آن است. در سال ۲۰۰۲، آنتونیو و پینهو روش تحلیل بار افزون مودال با الگوی بار بهنگام شونده با یک بار اجرا را توسعه دادند [۲]. در این روش الگوی توزیع بار جانبی ثابت نبوده و بطور پیوسته براساس اشکال مدی و ضریب مشارکت مودال حاصل از تحلیل مدی که در هر مرحله بارگذاری انجام می‌گیرد، الگوی توزیع بار بهنگام می‌شود. روش پیشنهادی به صورت چند مدی بوده و کاهش سختی سازه‌ای، افزایش زمان تناوب و اصلاح نیروی اینرسی ناشی از مقادیر طیفی در آن لحاظ شده است. روش پیشنهادی به دو صورت ارائه شده است:

- ۱) تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون بهنگام شونده براساس نیرو.
- ۲) تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون بهنگام شونده براساس جابجایی.

استفاده از روش تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیر خطی به منظور تحلیل و ارزیابی رفتار بسیاری از سازه‌ها مفید و سودمند می‌باشد. از این روش تحلیلی استاتیکی غیرخطی بهنگام شونده و دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی می‌توان در تحلیل قاب‌های فولادی با مهاربندهای کمانش تاب (Buckling Restrained Brace) استفاده کرد. در این تحقیق، به عنوان نوآوری رفتار مهاربندهای کمانش تاب یک هسته‌ای و دو هسته‌ای مورد مقایسه قرار گرفته است. این مهاربندها علاوه بر رفتار مشابه در کشش و فشار، دارای رفتار غیر خطی متناظر با میزان نیروی وارده می‌باشند. این هسته‌ها معادل فنرهای موازی می‌باشند که با تسلیم یکی نیروی وارده جذب هسته‌ی دیگر شده و عملاً دو هسته همزمان در اتلاف انرژی عمل خواهند کرد. انتظار این است که عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای کمانش تاب دو هسته‌ای بهتر از مهاربندهای کمانش تاب یک هسته‌ای باشند. در ادامه مکانیزم رفتاری مهاربندهای کمانش تاب معرفی می‌شود.

## ۲- مهاربندهای کمانش تاب

از آنجایی که استفاده از مهاربند در سازه‌های فلزی و بتنی کاربرد فراوانی دارد، امروزه تحقیقات فراوانی بر روی انواع مهاربندها و رفتار آنها تحت بارگذاری‌های مختلف صورت می‌پذیرد. رفتار نامطلوب عمده‌ای که در مهاربندها مشاهده می‌شود کمانش فشاری مهاربندها می‌باشد، که این امر باعث کاهش شکل پذیری و در نتیجه کاهش ظرفیت استهلاک انرژی در سازه به دلیل اثر ثانویه تغییر شکل‌های غیر خطی ثانویه می‌شود. این موضوع در بارگذاری تناوبی مانند زلزله با توجه به ماهیت کاهش بیشتر سختی تحت بارهای دینامیکی زلزله، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. استفاده از مهاربندی که در فشار و کشش رفتار یکسانی داشته باشد و کمانش نکند، همیشه مطلوب طراحان سازه بوده است [۳]. رفتار مهاربندهای متعارف و کمانش تاب (BRB) در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل ۱- مقایسه‌ی رفتار مهاربندهای متعارف و کمانش تاب [۳]

ایده‌ی استفاده از عضو فولادی تسلیم شونده برای جذب انرژی بیش از ۳۰ سال پیش مطرح شد [۴]. رویکرد جدید این بود که عضو فشاری قبل از کمانش جاری شود. نکته‌ی مهم این است که تسلیم به شکل موضعی رخ ندهد و توزیع آن در سراسر عضو مناسب و یکنواخت باشد به طوری که انرژی مستهلک شده طی یک بارگذاری رفت و برگشتی مانند زلزله به حداکثر خود برسد. تحقیقاتی که در این باره صورت گرفته بر مبنای جلوگیری از کمانش مهاربند فشاری با استفاده از پوشش بتن در اطراف آن بوده است. در این نوع مهاربندها تحمل

قابهای با مهاربندهای کمانش تاب جابجایی نسبی‌های پسماند را کنترل نموده و ظرفیت تسلیم و فروریزش سازه را افزایش داده اند. سانژینگ و همکاران [۱۲] در سال ۲۰۱۸، با بکار بردن آلیاژ حافظه دار در قاب‌های با مهاربندهای شورون هشتی کمانش تاب، عملکرد قاب‌های با مهاربند های کمانش تاب در دو حالت با و بدون آلیاژ حافظه دار را مطالعه کردند. در سال ۲۰۱۹ نیز نظری مفرد و شکرگزار [۱۳]، در دو سازه‌ی 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. هاشمی و همکاران [۱۴] در سال ۲۰۲۰، دو قاب با تعداد طبقات ۶ و ۱۲ دارای مهاربندهای کمانش‌تاب 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 کمانش‌تاب پیش‌تر می‌باشد. صادقی و همکاران [۱۵]، 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. صابری و همکاران [۱۶]، در سال ۲۰۲۰، به بررسی ضریب رفتار قاب‌های مجهز به مهاربندهای کمانش‌تاب برون‌محور بر مبنای سطوح عملکرد تحت رکوردهای دور از گسل پرداخته‌شده است. نتایج نشان داد که حد عملکرد آستانه‌ی فروریزش حدود ۳۰ تا ۳۵ درصد بزرگ‌تر از ضریب رفتار متناظر با حد عملکرد ایمنی جانی می‌باشد که این بدان معناست که ضریب رفتار حد ایمنی جانی را می‌توان با افزایش ۳۰ درصدی برای طراحی سازه در سطح عملکردی آستانه‌ی فروریزش مورد استفاده قرار داد.

#### ۴- صحت سنجی

به منظور ارزیابی دقت روش مدل‌سازی، یک نمونه‌ی ۲ طبقه از قاب مهاربندی نشان داده شده در شکل (۲) که توسط لای و میهن [۱۷]، در سال ۲۰۱۳، به روش شبه استاتیکی تست شده است، در نرم‌افزار SeismoStruct مدل‌سازی و تحلیل شده است. شکل (۳) پروتکل بارگذاری چرخه‌ای و شکل (۴) مقایسه‌ی نتیجه‌ی آزمایشگاهی و تحقیق حاضر را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌گردد که نتیجه حاصل دقت خوب مدل ایجاد شده را نشان می‌دهد.

بار فشاری توسط هسته‌ی فولادی بوده و پوشش بتنی فقط از کمانش هسته‌ی فولادی که باعث توزیع نیروی جانی فشار داخلی در پوشش بتنی می‌گردد، جلوگیری می‌کند.

#### ۳- تاریخچه مطالعات

در سال ۲۰۱۳، پیدرافیتا و همکاران [۵] مهاربندی جدید برای ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله ارائه دادند. نمونه‌ای تمام مقیاس از مهاربند پیشنهاد شده تحت تغییرمکان‌های چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفت و پاسخ هیستریزس نمونه‌ها برداشت شد. مهمترین پارامترها نیروی تسلیم و تغییرمکان تسلیم بودند که می‌توان به‌صورت جملاتی ریاضی رفتار آن‌ها را تخمین زد. روش طراحی پیشنهادی این نوع مهاربندها می‌تواند با در نظر گرفتن تغییرشکل جانی اولیه و فاصله بین هسته تسلیم‌پذیر و قسمت مقیدکننده، کمانش این نوع مهاربندها را تعیین کند. در سال ۲۰۱۴، قوان‌گو و همکاران [۶] به بررسی تاثیر پارامترهای مدل مهاربند کمانش‌تاب بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ی پرداختند. در این تحقیق به بررسی حساسیت مدل‌های موجود در مورد مهاربندهای کمانش‌تاب به‌منظور فراهم نمودن وسیله‌ای جهت ارزیابی تاثیر پارامترهای ثابت این نوع مهاربندها بر رفتار سازه‌ی، پرداخته شد. در سال ۲۰۱۶، پنگ پن و همکاران [۷] مطالعاتی روی ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های بتنی با مهاربندهای کمانش‌تاب انجام دادند. آن‌ها ۴ مدل شامل سیستم بدون مهاربند، سیستم با مهاربند کمانش‌تاب که دارای دو مرحله تسلیم است، مدل با BRB کوچک و مدل با BRB بزرگ را در نرم افزار آباکوس مدل کردند و عملکرد لرزه‌ای آن‌ها را مورد بررسی قرار دادند و به این نتیجه دست یافتند که، سیستم دارای مهاربند کمانش‌تاب که دارای دو مرحله تسلیم است، کارایی بهتری در برابر فروریزش طبقه ضعیف از خود نشان می‌دهد. دیلمی و مهدوی پور [۸] در سال ۲۰۱۶، در زمینه‌ی ارزیابی احتمالاتی نیاز لرزه‌ای جابجایی نسبی پسماند قاب‌های مهاربندی شده با المان‌های کمانش‌تاب مطالعه شده است. در این مطالعه بیان شده است که مهاربندهای کمانش‌تاب به تنهایی به دلیل تنش تسلیم پائین تر هسته‌ی مهاربند زودتر تسلیم شده و متحمل کرنش‌های پسماند بزرگتری می‌شوند. در این تحقیق با تعریف قاب‌هایی با مهاربندهای کمانش‌تاب دوگانه این مشکل و نقطه ضعف این قابها بررسی شده است. ماوریا و همکاران [۹] در سال ۲۰۱۶، مهاربندهای کمانش‌تابی کوچکی با تنش تسلیم هسته‌ی کوچکتر و طول کوتاه پیشنهاد کردند که می‌توانند در سازه به عنوان فیوز و میراگر به کار روند. اوزجلیک و همکاران [۱۰] در سال ۲۰۱۷، مهاربند کمانش‌تابی با شرایط اتصال متفاوت را به صورت 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. شن و همکاران [۱۱] در سال ۲۰۱۷، عملکرد لرزه‌ای قاب‌هایی با مهاربندهای هم محور را در دو حالت با و بدون المان کمانش‌تاب مطالعه کردند. نتایج تحقیق نشان داده است که

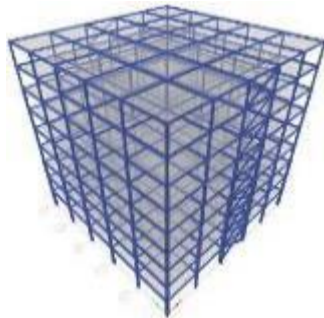
مساحت تک هسته‌ای) و در نتیجه سختی محوری الاستیک حالت تک هسته و حالت موازی یکسان است. در این بررسی طول هسته تسلیمی ۵۰ درصد کل مهاربند و مدول الاستیسیته ۲۱۰۰۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع در نظر گرفته شده است. در حالت موازی، علاوه بر تساوای برش پایه طراحی با حالت تک هسته‌ای ۲۰۰ مگاپاسکال، سختی محوری آن نیز با سختی محوری این مهاربند کماتش تاب تک هسته‌ای مساوی انتخاب شده است. ارتفاع کلیه‌ی طبقات در کلیه سازه‌ها برابر ۳/۲ متر می‌باشد. فاصله دهانه‌ها ۴ متر می‌باشد. بار مرده‌ی طبقات ساختمان‌ها ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده‌ی طبقات ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع لحاظ شده است. در شکل‌های (۵) الی (۷) سازه‌های سه بعدی مدلسازی شده در نرم افزار ETABS و در شکل‌های (۸) الی (۱۰) قاب‌های دو بعدی نشان داده شده است. در جدول‌های (۱) الی (۳) مشخصات مقاطع مدل‌های دو بعدی ارائه شده است.



شکل ۵- سازه‌ی سه طبقه فولادی با مهاربند کماتش تاب



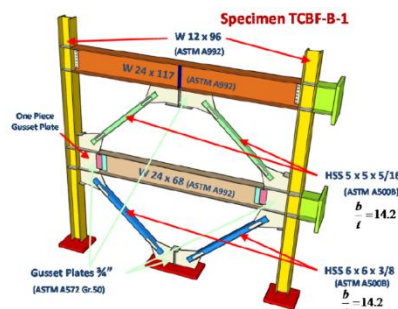
شکل ۶- سازه‌ی شش طبقه فولادی با مهاربند کماتش تاب



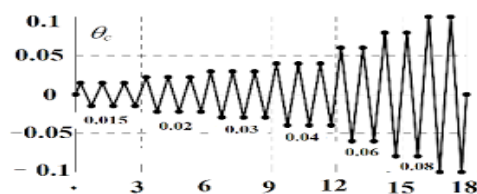
شکل ۷- سازه‌ی نه طبقه فولادی با مهاربند کماتش تاب

جدول ۱- مشخصات مقاطع قاب سه طبقه با مهاربند کماتش تاب

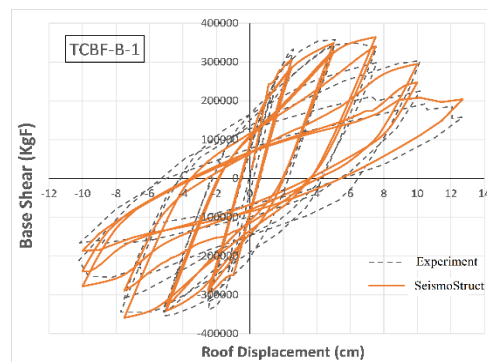
شماره طبقه	مقطع تیر	مقطع مهاربند	مقطع ستون
۱	H260	BOX160X160X10	BOX200X200X12
۲	H240	BOX120X120X10	BOX150X150X12
۳	H220	BOX120X120X10	BOX150X150X10



شکل ۲- مشخصات مدل آزمایشگاهی لای و میهن [۱۷]



شکل ۳- پروتکل بارگذاری چرخه‌ای مدل آزمایشگاهی [۱۷]



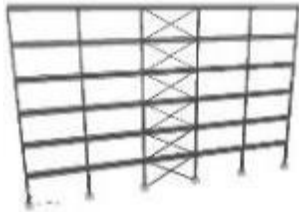
شکل ۴- صحت‌سنجی نتیجه‌ی تحلیلی با آزمایشگاهی

### ۵- مدل‌سازی قاب‌ها

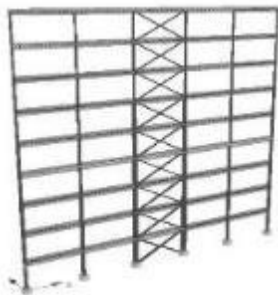
در این مطالعه ابتدا سه سازه‌ی ۳، ۶ و ۹ طبقه مطابق آئین‌نامه‌های داخلی طراحی و ضوابط لرزه‌ای آنها کنترل شده‌اند. سیستم‌های مقاوم بار جانبی این ساختمان‌ها در یک جهت قاب خمشی فولادی و در راستای دیگر قاب ساختمانی ساده با مهاربندهای ضربدری کماتش تاب همگرا بر اساس آئین‌نامه‌ی AISC-LRFD [۱۸] در نرم افزار ETABS 2017 [۱۹] به صورت سه بعدی در نظر گرفته شده است. در ادامه قاب کناری با مهاربندهای کماتش تاب استخراج و در نرم افزار SeismoStruct [۲۰] به صورت دو بعدی مدلسازی شده‌اند. مهاربندهای هر قاب در دو حالت کماتش تاب یک هسته‌ای و کماتش تاب دو هسته‌ای مدل‌سازی شده است. فولاد مورد استفاده در این تحقیق فولاد ساختمانی ST-37 می‌باشد که تنش تسلیم ۲۴۰۰ Kg/cm<sup>2</sup> و تنش نهایی آن ۳۷۰۰ Kg/cm<sup>2</sup> است. قاب‌های حاصل تحت ۳ زلزله‌ی مقیاس شده مطابق استاندارد ۲۸۰۰ و پیرایش چهارم [۲۱] قرار گرفته‌اند و رفتار دو حالت مقایسه شده است. در این تحقیق، در حالت موازی، مساحت ۲ هسته مساوی (A/2) (یک دوم



شکل ۸- قاب دو بعدی سه طبقه با مهاربند کمانش تاب



شکل ۹- قاب دو بعدی شش طبقه با مهاربند کمانش تاب



شکل ۱۰- قاب دو بعدی نه طبقه با مهاربند کمانش تاب

**۶- معرفی زلزله‌ها**

به منظور بررسی رفتار قاب‌های با مهاربندهای کمانش تاب یک هسته ای و دو هسته‌ای از سه زلزله‌ی دور از گسل با فاصله‌ی بیش از ۳۰ کیلومتر از گسل مطابق جدول (۴) استفاده شده است. زلزله‌های مذکور از پایگاه داده‌ی PEER [۲۲] اقتباس شده است و متناسب با خاک نوع ۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم می باشند.

جدول ۴- مشخصات زلزله‌های دور از گسل مورد استفاده

ر دیف	رخداد	سال وقوع	ایستگاه ثبت
۱	Kobe	۱۹۹۵	Shin-Osaka
۲	Landers	۱۹۹۲	Yermo Fire Station
۳	Northridge	۱۹۹۴	Beverly Hills - 14145 Mulhol

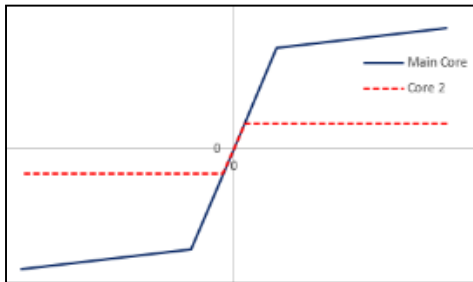
جدول ۲- مشخصات مقاطع قاب شش طبقه با مهاربند کمانش تاب

شماره طبقه	مقطع تیر	مقطع مهاربند	مقطع ستون
۱	H260	BOX120X120X10	BOX240X240X15
۲	H260	BOX120X120X10	BOX200X200X12
۳	H240	BOX90X90X8	BOX200X200X12
۴	H240	BOX90X90X8	BOX180X180X12
۵	H220	BOX80X80X8	BOX150X150X10
۶	H220	BOX80X80X8	BOX150X150X10

جدول ۳- مشخصات مقاطع قاب نه طبقه با مهاربند کمانش تاب

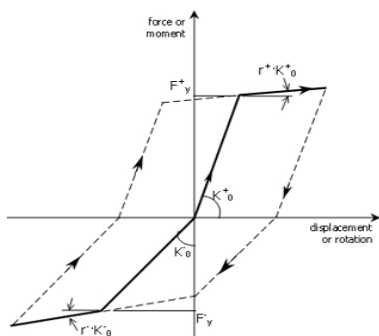
شماره طبقه	مقطع تیر	مقطع مهاربند	مقطع ستون
۱	H2 60	BOX180X180X10	BOX240X240X20
۲	H2 60	BOX160X160X10	BOX240X240X20
۳	H2 60	BOX160X160X10	BOX240X240X20
۴	H2 60	BOX140X140X10	BOX200X200X15
۵	H2 40	BOX140X140X10	BOX200X200X15
۶	H2 40	BOX140X140X10	BOX180X180X12
۷	H2 40	BOX120X120X10	BOX180X180X12
۸	H2 20	BOX120X120X10	BOX150X150X10
۹	H2 20	BOX120X120X10	BOX150X150X10

هسته‌ی اول) و هسته‌ی دوم را نشان می‌دهد. مقاومت تسلیم هسته‌ی کمی (دوم) ۲۵ درصد مقاومت تسلیم هسته‌ی اصلی در نظر گرفته شده است. در مطالعات توسط چانگ و هوآهنگ در سال ۲۰۱۰، تنش هسته‌ی کمی معادل ۲۵ درصد، ۵۰ درصد و ۷۵ درصد مقاومت تسلیم هسته‌ی اصلی در نظر گرفته شده است [۲۳]. در این تحقیق ۲۵ درصد در نظر گرفته شده است.



شکل ۱۲- رفتار هسته‌های اصلی و کمی مهارنده‌های کمانش تاب در این تحقیق [۲۱].

شکل (۱۳) نحوه‌ی تعریف لینک‌های معرف رفتار هسته‌های مهارنده‌های کمانش تاب در نرم‌افزار SeismoStruct را نشان می‌دهند.



شکل ۱۳- تعریف مشخصات لینک‌های معرف رفتار هسته‌های مهارنده‌های کمانش تاب [۲۱].

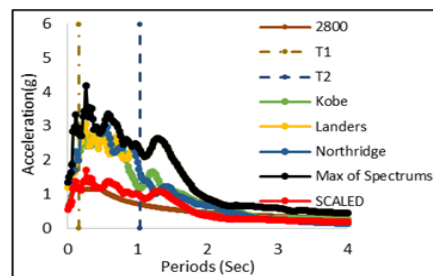
#### ۸- نتایج تحلیل‌ها

به منظور بررسی رفتار قاب‌های با مهارنده‌های کمانش تاب یک هسته‌ای و دو هسته‌ای، تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی به‌نگام شونده (بار افزون تطبیقی) و دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی تحت سه زلزله‌ی دور از گسل معرفی شده انجام شده است. در ادامه نتایج تحلیل‌های فوق ارائه می‌شوند.

##### ۸-۱- قاب سه طبقه

به دلیل گستردگی نتایج استخراجی، تنها رفتار قاب‌های سه طبقه تحت زلزله‌ی Landers که دارای پاسخ‌های لرزه‌ای قوی‌تری بوده است، به صورت نموداری ارائه شده است و سایر نتایج مرتبط با دو زلزله‌ی Kobe و Northridge مانند جابجایی

زلزله‌های مورد نظر بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم مقیاس شده‌اند تا سطح آنها یکسان گردد. بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ در بازه‌ی  $0.2/T$  الی  $1/5T$  طیف زلزله‌ها باید بیش از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ باشد. منظور از  $T$  زمان تناوب مود اول سازه می‌باشد. شکل (۱۱) نحوه‌ی مقیاس کردن زلزله‌های مورد نظر را نشان می‌دهد. مطابق شکل (۱۱) در بازه‌ی  $0.2/T$  الی  $1/5T$  طیف مقیاس شده بزرگتر و در یک نقطه بر طیف طرح استاندارد مماس شده است.



شکل ۱۱- نحوه‌ی مقیاس کردن بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش

#### چهارم

جدول (۵) ضرایب مقیاس نهائی را نشان می‌دهد.

جدول ۵- ضرایب مقیاس زلزله‌های مورد مطالعه

ردیف	زلزله	ضرایب مقیاس
۱	Kobe	۱,۱۱
۲	Landers	۱,۶۷
۳	Northridge	۰,۸۱

۷- معرفی رفتار مهارنده‌های کمانش تاب یک هسته-

#### ای و دو هسته‌ای

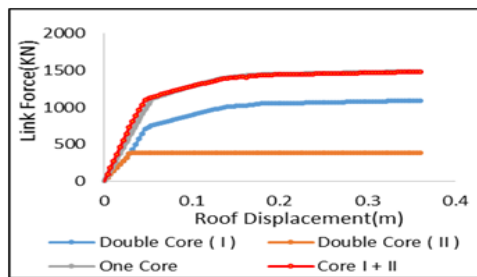
بر اساس مقاطع طرح به دست آمده از نرم‌افزار ETABS، در نرم‌افزار SeismoStruct با استفاده از ابزار لینک‌ها، رفتار هسته‌های مهارنده‌های کمانش تاب شبیه‌سازی شده است. مقاومت تسلیم در کشش و فشار هسته‌ی مهارنده‌ها از رابطه‌ی (۱) به دست آمده است.

$$T = 1.1 F_y A_g \quad (1)$$

در رابطه‌ی فوق،  $T$  مقاومت تسلیم کششی و فشاری هسته‌ی مهارند کمانش تاب،  $F_y$  تنش تسلیم مصالح و  $A_g$  سطح مقطع مهارند می‌باشد. بر اساس رابطه‌ی فوق مصالح مهارنده‌های کمانش تاب شبیه‌سازی شده است. شکل (۱۲) رفتار هسته‌های اصلی



جمع سختی‌های دو هسته می‌باشد و دو هسته به صورت موازی به هم متصل شده است. ملاحظه می‌شود که نیروی محوری مهاربند یک هسته‌ای و دو هسته‌ای اختلاف محسوسی ندارند. سختی الاستیک مهاربند دو هسته‌ای بیش از سختی مهاربند یک هسته‌ای است.

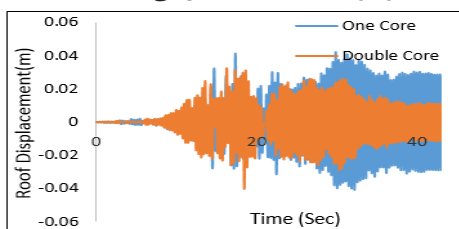


شکل ۱۶- هسته‌های اصلی و ثانویه قاب‌های سه طبقه تحت تحلیل بار افزون بهنگام شونده

#### ۲-۱-۸- تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی

#### - زلزله‌ی Landers

نتایج تحلیل قاب‌های سه طبقه تحت زلزله‌های مورد نظر به صورت پاسخ‌های جابجایی بام، شتاب بام، برش پایه، جابجایی نسبی طبقات و منحنی هیستریزس برش پایه- جابجایی نسبی طبقه‌ی اول ارائه شده است. شکل (۱۷) جابجایی بام قاب سه طبقه را تحت زلزله‌ی Landers نشان می‌دهد. ملاحظه می‌گردد که جابجایی بام قاب با مهاربندهای کمانش تاب دو هسته‌ای کمتر از قاب سه طبقه با مهاربندهای کمانش تاب یک هسته‌ای می‌باشد. میزان جابجایی حداکثر در حالت یک هسته‌ای ۰٫۰۴ و دو هسته‌ای ۰٫۰۳ متر می‌باشد.



شکل ۱۷- جابجایی بام قاب‌های سه طبقه تحت زلزله‌ی Landers

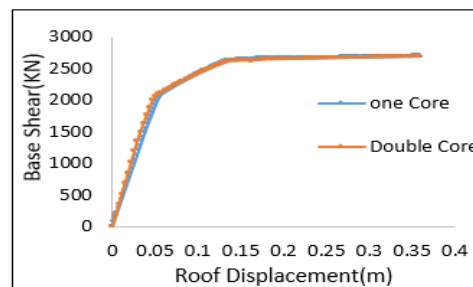
شکل (۱۸) برش پایه‌ی قاب‌های سه طبقه‌ی مورد نظر را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌گردد که قاب با مهاربندهای کمانش تاب دو هسته‌ای به خصوص در ۱۵ ثانیه‌ی پایانی زلزله برش پایه‌ی کمتری را نشان می‌دهد. در ارتعاشات خفیف ابتدایی زلزله نیز هسته‌ی ثانویه توانسته است پاسخ سازه را کاهش محسوسی بدهد. این مساله در مورد جابجایی بام نیز صادق است.

بام، شتاب بام، برش پایه و حداکثر جابجایی نسبی به صورت جدول نشان داده شده است.

#### ۸-۱-۱- تحلیل استاتیکی غیر خطی بهنگام شونده ( بار افزون

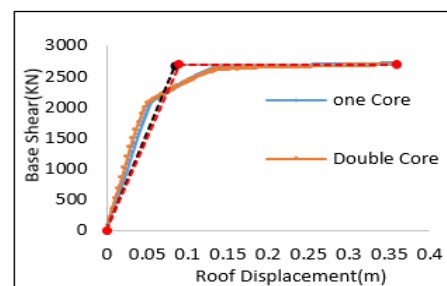
تطبیقی)

مطابق شکل (۱۴) نمودار بار افزون تطبیقی دو قاب با مهاربندهای کمانش تاب یک هسته‌ای و دو هسته‌ای ارائه شده است. ملاحظه می‌گردد که اضافه نمودن هسته‌ی ثانویه با مقاومت تسلیم کمتر ( در این تحقیق ۲۵ درصد مقاومت تسلیم هسته‌ی اصلی) سختی الاستیک سازه را افزایش داده است ولی مقاومت جانبی نهائی هر دو سازه اختلاف محسوسی ندارد. میزان جابجایی حداکثر قاب‌های سه طبقه در دو حالت یک هسته‌ای و دو هسته‌ای ۰٫۳۵ متر می‌باشد.



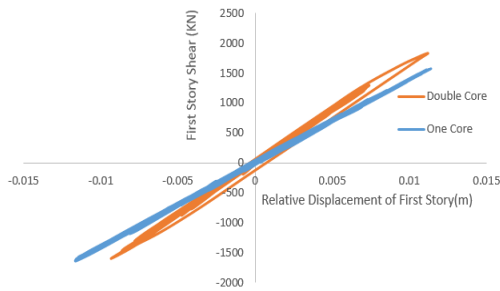
شکل ۱۴- منحنی بار افزون بهنگام شونده قاب‌های سه طبقه

شکل (۱۵) منحنی دو خطی شده‌ی بار افزون قاب‌های سه طبقه را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌گردد که قاب با مهاربندهای کمانش تاب دو هسته‌ای اندکی سختی بیشتری را نشان می‌دهد.

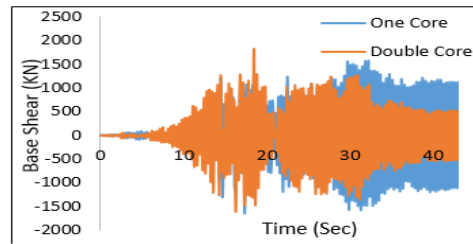


شکل ۱۵- منحنی دو خطی شده‌ی بار افزون قاب‌های سه طبقه

شکل (۱۶) رفتار هسته‌های اصلی و ثانویه‌ی طبقه‌ی اول قاب‌های ۳ طبقه را تحت تحلیل بار افزون بهنگام شونده نشان می‌دهد. همانطور که ملاحظه می‌شود با پوش سازه هسته‌ی ثانویه زودتر تسلیم شده است و مقاومت کمتری از خود نشان داده است. در این شکل مقایسه‌ی رفتار مهاربند یک هسته‌ای و دو هسته‌ای ارائه شده است. سختی مهاربند دو هسته‌ای حاصل

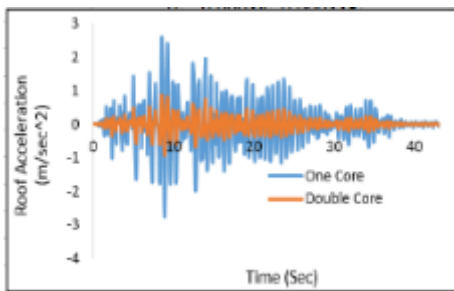


شکل ۲۰- منحنی هیستریزس برش پایه-جابجایی نسبی در طبقه اول قاب‌های سه طبقه تحت زلزله Landers



شکل ۱۸- برش پایه‌ی قاب‌های سه طبقه تحت زلزله Landers

شکل (۲۱) شتاب بام قاب سه طبقه را تحت زلزله Landers نشان می‌دهد. ملاحظه می‌گردد که شتاب بام قاب با مهاربندهای کمانش تاب دو هسته‌ای کمتر از قاب سه طبقه با مهاربندهای کمانش تاب یک هسته‌ای می‌باشد. شتاب حداکثر در حالت یک هسته‌ای ۲/۷ متر بر مجذور ثانیه است.



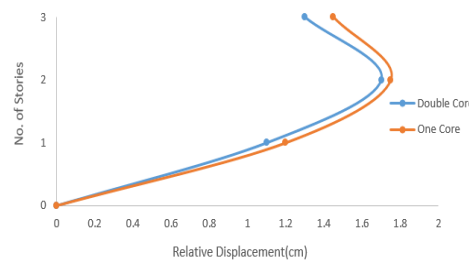
شکل ۲۱- شتاب بام قاب‌های سه طبقه تحت زلزله Landers

در ادامه به منظور مقایسه‌ی نتایج پاسخ‌های لرزه‌ای مانند جابجایی بام، شتاب بام، برش پایه و حداکثر جابجایی نسبی قاب‌های سه طبقه با مهاربند کمانش تاب در دو حالت یک هسته‌ای و دو هسته‌ای تحت زلزله‌های مورد مطالعه در جدول‌های (۶) و (۷) ارائه شده است.

جدول ۶- مقایسه‌ی پاسخ‌های لرزه‌ای قاب سه طبقه با BRB یک هسته‌ای تحت زلزله‌های مورد مطالعه

زلزله	جابجایی بام (m)	شتاب بام (m/s <sup>2</sup> )	برش پایه (kN)	حداکثر جابجایی نسبی (%)
Kobe	۰/۰۳	۲/۵	۱۴۵۰	۱/۴
Landers	۰/۰۴	۲/۷	۱۵۰۰	۱/۷
Northridge	۰/۰۲	۲/۶	۱۴۷۰	۱/۵

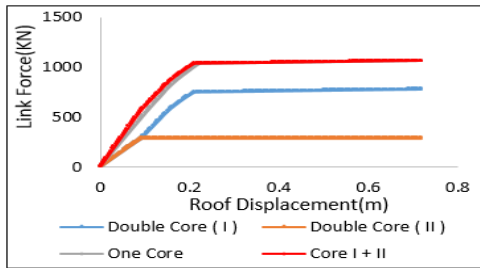
شکل (۱۹) جابجایی نسبی طبقات قاب‌های سه طبقه را تحت زلزله Landers نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که جابجایی نسبی طبقات قاب با مهاربندهای دو هسته‌ای مقادیر کمتری دارند. حداکثر جابجایی نسبی در طبقه دوم حالت یک هسته‌ای رخ داده است و میزان آن ۱/۷ درصد می‌باشد.



شکل ۱۹- جابجایی نسبی طبقات قاب‌های سه طبقه تحت زلزله Landers

شکل (۲۰) منحنی هیستریزس برش پایه در مقابل جابجایی نسبی طبقه‌ی اول را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که اتلاف انرژی در قاب با مهاربندهای کمانش تاب دو هسته‌ای بیشتر است. مطابق این شکل مشخص است که منحنی هیستریزس برش پایه-جابجایی نسبی طبقه‌ی اول در قاب با مهاربندهای دو هسته‌ای کمی بیشتر است که نشان دهنده‌ی اتلاف بیشتر انرژی زلزله می‌باشد.

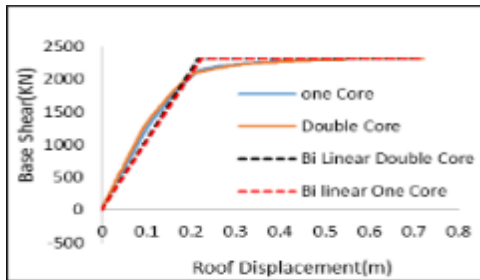




شکل ۲۳- هسته‌های اصلی و ثانویه در طبقه‌ی اول قاب‌های شش طبقه تحت تحلیل بار افزون بهنگام شونده

شکل (۲۳) نیروی محوری هسته‌های مهاربندهای قاب یک هسته‌ای و دو هسته‌ای را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که مجموع نیروی داخلی دو هسته‌ی اصلی و ثانویه‌ی در مقایسه با رفتار مهاربندهای دو هسته‌ای مقاومت محوری مشابهی را نشان می‌دهد. سختی الاستیک مهاربند دو هسته‌ای اندکی بیش از مهاربند یک هسته‌ای می‌باشد. ملاحظه می‌شود که تسلیم هسته‌ی اول در نیروی محوری کمتری (در این تحقیق ۲۵ درصد مقاومت تسلیم هسته‌ی دوم) اتفاق افتاده است.

شکل (۲۴) منحنی دو خطی شده‌ی بار افزون تطبیقی قاب‌های شش طبقه را نشان می‌دهد. همانطور که ملاحظه می‌شود قاب با مهاربندهای کم‌انرژی تاب دو هسته‌ای سختی الاستیک بیشتری را نشان می‌دهد.



شکل ۲۴- منحنی دو خطی شده‌ی بار افزون قاب‌های شش طبقه

۸-۲-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی

### زلزله‌ی Landers

شکل‌های (۲۵) و (۲۶) جابجائی بام و برش پایه قاب‌های شش طبقه را در دو حالت یک هسته‌ای و دو هسته‌ای تحت زلزله‌ی Landers نشان می‌دهد.

جدول ۷- مقایسه‌ی پاسخ‌های لرزه‌ای قاب سه طبقه با BRB دو هسته‌ای تحت زلزله‌های مورد مطالعه

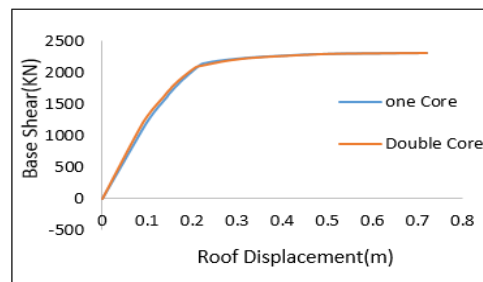
زلزله	جابجایی بام (m)	شتاب بام (m/s <sup>2</sup> )	برش پایه (kN)	حداکثر جابجایی نسبی (%)
Kobe	۰/۰۲	۰/۸	۱۵۹۰	۱/۲
Landers	۰/۰۳	۰/۹	۱۷۰۰	۱/۶
Northridge	۰/۰۲	۰/۷	۱۶۲۰	۱/۴

### ۸-۲-۲- قاب شش طبقه

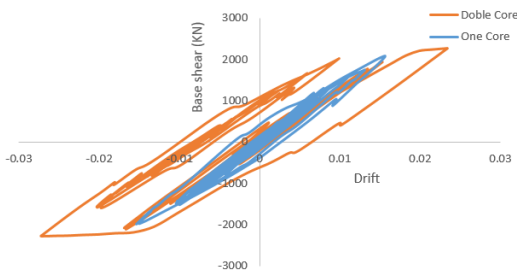
تحلیل‌های قاب‌های شش طبقه شامل تحلیل‌های بار افزون تطبیقی و تحلیل‌های تاریخچه زمانی تحت سه رکورد معرفی شده می‌باشد که در ادامه نتایج مربوطه ارائه می‌شود.

۸-۲-۱- تحلیل استاتیکی غیر خطی بهنگام شونده ( بار افزون تطبیقی)

مطابق شکل (۲۲) منحنی بار افزون تطبیقی قاب‌های شش طبقه با مهاربندهای کم‌انرژی تاب یک هسته‌ای و دو هسته‌ای نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که مقاومت جانبی هر دو سازه در حدود ۲۳۱۶ کیلو نیوتن است. اختلاف رفتار دو سازه در مقابل بار جانبی افزایش یافته در شیب بخش الاستیک (سختی الاستیک) در قاب با مهاربندهای کم‌انرژی تاب دو هسته‌ای اندکی بیشتر است. با توجه به عملکرد موازی سختی‌های دو هسته، سختی کل معادل جمع سختی‌های الاستیک دو هسته می‌باشد و انتظار بزرگتر بودن سختی الاستیک در قاب با مهاربندهای دو هسته‌ای دور از انتظار نمی‌باشد.

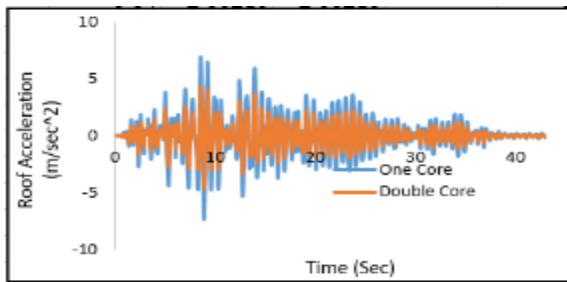


شکل ۲۲- منحنی بار افزون بهنگام شونده قاب‌های شش طبقه



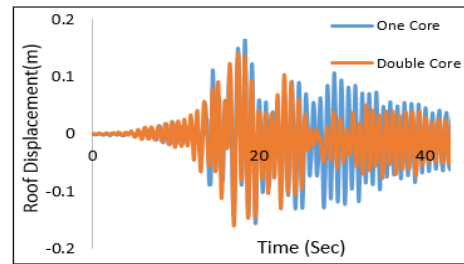
شکل ۲۸- منحنی هیستریزس برش پایه-جابجایی نسبی در طبقه‌ی اول قاب‌های شش طبقه تحت زلزله‌ی Lander

شکل (۲۹) شتاب بام قاب‌های شش طبقه را تحت زلزله‌ی Landers نشان می‌دهد. ملاحظه می‌گردد که شتاب بام قاب با مهاربندهای کمانش تاب دو هسته‌ای کمتر از قاب شش طبقه با مهاربندهای کمانش تاب یک هسته‌ای می‌باشد. قاب شش طبقه در حالت یک هسته‌ای دارای شتاب حداکثر ۷ متر بر مجذور ثانیه است که با استفاده از دو هسته‌ای موازی این مقدار به ۴ متر بر مجذور ثانیه رسیده است.

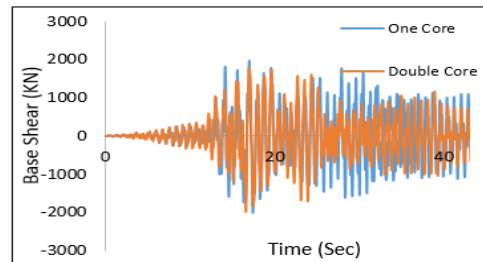


شکل ۲۹- شتاب بام قاب‌های شش طبقه تحت زلزله‌ی Landers

در ادامه به منظور مقایسه‌ی نتایج پاسخ‌های لرزه‌ای مانند جابجایی بام، شتاب بام، برش پایه و حداکثر جابجایی نسبی قاب‌های شش طبقه با مهاربند کمانش تاب در دو حالت یک هسته‌ای و دو هسته‌ای تحت زلزله‌های مورد مطالعه در جدول-های (۸) و (۹) ارائه شده است.

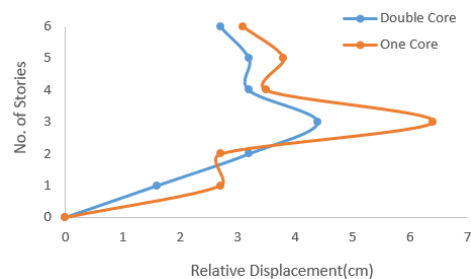


شکل ۲۵- جابجایی بام قاب‌های شش طبقه تحت زلزله‌ی Landers

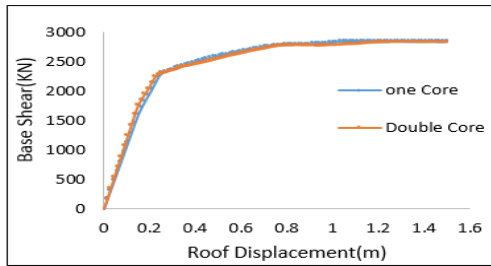


شکل ۲۶- برش پایه قاب‌های شش طبقه تحت زلزله‌ی Landers

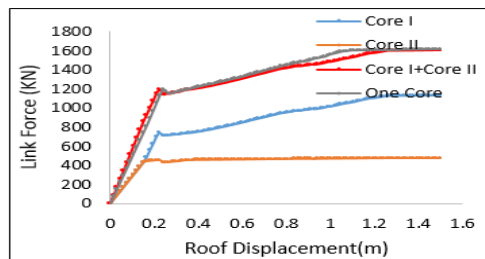
مطابق شکل (۲۵) قاب شش طبقه با مهاربندهای دو هسته‌ای تحت این زلزله جابجایی بام کمتری دارند. حداکثر جابجایی قاب شش طبقه تحت این زلزله اختلاف محسوسی ندارند اما از ثانیه‌ی ۲۰ام زلزله به بعد جابجایی بام قاب با مهاربندهای دو هسته‌ای کمتر است. طبق شکل (۲۶) برش پایه‌ی قاب با مهاربندهای دو هسته‌ای مقادیر کمتری نشان می‌دهد. شکل (۲۷) جابجایی نسبی طبقات قاب‌های شش طبقه را تحت زلزله‌ی Landers نشان می‌دهد. ملاحظه می‌گردد که در طبقات بالائی جابجایی نسبی طبقات قاب با مهاربندهای دو هسته‌ای کمتر است. جابجایی نسبی در طبقات میانی حالات یک هسته‌ای و دو هسته‌ای حداکثر شده است. شکل (۲۸) منحنی هیستریزس برش پایه-جابجایی نسبی طبقه‌ی اول قاب‌های شش طبقه را تحت زلزله‌ی Landers نشان می‌دهد.



شکل ۲۷- جابجایی نسبی طبقات قاب‌های شش طبقه تحت زلزله‌ی Landers

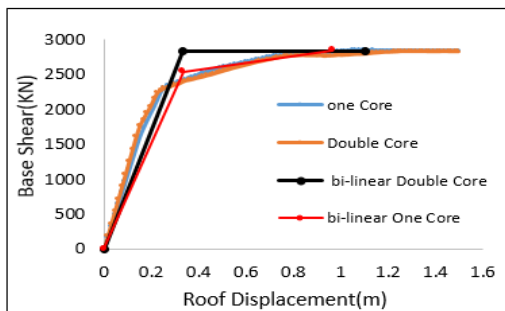


شکل ۳۰- منحنی بار افزون بهنگام شونده قاب‌های نه طبقه



شکل ۳۱- رفتار هسته‌های اصلی و ثانویه قاب‌های نه طبقه تحت تحلیل بار افزون بهنگام شونده

طبق شکل (۳۱) سختی اولیه سختی کل در مهاربند دو هسته‌ای اندکی از مهاربند یک هسته‌ای بیشتر است ولی افزودن هسته‌ای اولیه‌ی زود تسلیم شونده اختلاف قابل توجهی در رفتار قاب با مهاربند دو هسته‌ای ایجاد نکرده است. شکل (۳۲) منحنی‌های بار افزون تطبیقی و دو خطی شده‌ی آنها را در یک محور مختصات نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که سختی الاستیک قاب نه طبقه با مهاربندهای دو هسته‌ای اندکی بیشتر به دست آمده است.



شکل ۳۲- منحنی دو خطی شده‌ی بار افزون قاب‌های نه طبقه

جدول ۸- مقایسه‌ی پاسخ‌های لرزه‌ای قاب شش طبقه با BRB یک

هسته‌ای تحت زلزله‌های مورد مطالعه

زلزله	جابجایی بام (m)	شتاب بام ( $m/s^2$ )	برش پایه (kN)	حداکثر جابجایی نسبی (%)
Kobe	۰/۱۷	۶	۲۰۰۰	۴/۵
Landers	۰/۱۵	۷	۱۹۰۰	۳/۸
Northridge	۰/۱۳	۵/۵	۱۸۰۰	۳/۵

جدول ۹- مقایسه‌ی پاسخ‌های لرزه‌ای قاب شش طبقه با BRB دو

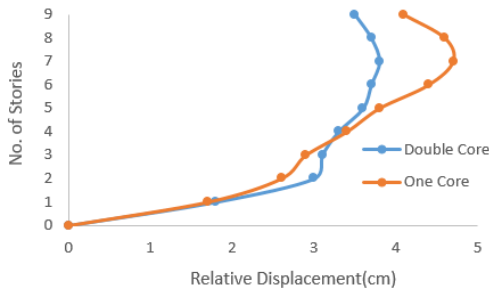
هسته‌ای تحت زلزله‌های مورد مطالعه

زلزله	جابجایی بام (m)	شتاب بام ( $m/s^2$ )	برش پایه (kN)	حداکثر جابجایی نسبی (%)
Kobe	۰/۱۴	۲	۱۶۵۰	۳/۹
Landers	۰/۱۲	۴	۱۸۰۰	۴
Northridge	۰/۱	۲/۵	۱۷۰۰	۳

### ۸-۳- قاب نه طبقه

در ادامه، نتایج قاب‌های نه طبقه مجهز به مهاربندهای کم‌انرژی تاب در دو حالت یک هسته‌ای و دو هسته‌ای ارائه می‌شود. ۸-۳-۱- تحلیل استاتیکی غیر خطی بهنگام شونده (بار افزون تطبیقی)

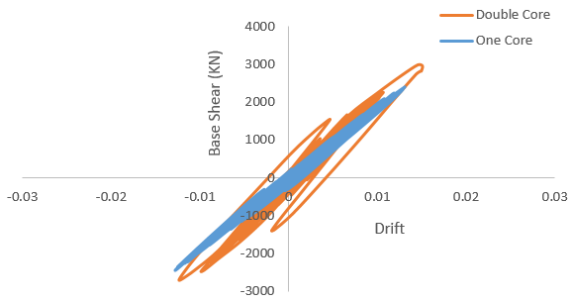
شکل (۳۰) نمودار تحلیل استاتیکی غیر خطی تطبیقی را برای قاب نه طبقه در دو حالت با مهاربندهای یک هسته‌ای و دو هسته‌ای نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که اختلاف محسوس بین رفتار دو قاب مشاهده نمی‌شود. سختی اولیه‌ی قاب با مهاربندهای دو هسته‌ای اندکی بیشتر است. شکل (۳۱) رفتار هسته‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۳۵: جابجایی نسبی طبقات قاب‌های نه طبقه تحت

#### زلزله‌ی Landers

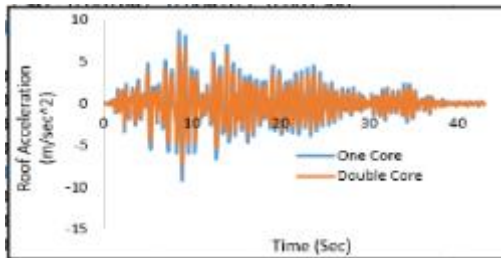
شکل (۳۶) منحنی هیستریزیس برش پایه- جابجایی نسبی طبقه‌ی اول قاب‌های نه طبقه را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که با وجود اختلاف کم در نتایج دو نمودار اتلاف انرژی قاب با مهاربندهای دو هسته‌ای بزرگتر است.



شکل ۳۶- منحنی هیستریزیس برش پایه- جابجایی نسبی

#### طبقه‌ی اول قاب‌های نه طبقه تحت زلزله‌ی Landers

شکل (۳۷) شتاب بام قاب‌های نه طبقه را تحت زلزله‌ی Landers نشان می‌دهد. ملاحظه می‌گردد که شتاب بام قاب با مهاربندهای کم‌انرژی‌تر دو هسته‌ای کمتر از قاب نه طبقه با مهاربندهای کم‌انرژی‌تر یک هسته‌ای می‌باشد. میزان حداکثر شتاب بام در حالت یک هسته‌ای ۹ متر بر مجذور ثانیه می‌باشد.



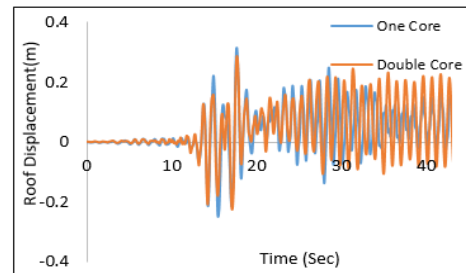
شکل ۳۷- شتاب بام قاب‌های نه طبقه تحت زلزله

#### Landers

#### ۸-۳-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی

#### زلزله‌ی Landers -

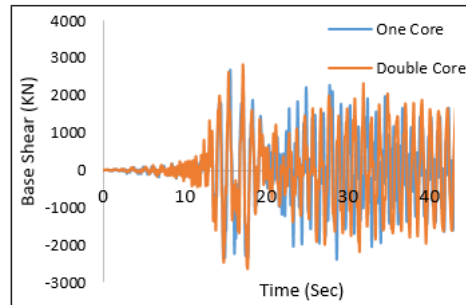
شکل‌های (۳۳) و (۳۴) پاسخ‌های جابجایی بام و برش پایه قاب‌های نه طبقه را تحت زلزله‌ی نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که جابجایی بام به ویژه در پاسخ‌های اوج در قاب با مهاربندهای دو هسته‌ای کمتر است. لازم به ذکر است که این موضوع در انتهای زلزله صادق نمی‌باشد.



شکل ۳۳- جابجایی بام قاب‌های نه طبقه تحت زلزله

#### Landers

با توجه به شکل (۳۴) برش پایه‌ی قاب‌های نه طبقه در دو حالت اختلاف محسوسی نشان نمی‌دهد.



شکل ۳۴- برش پایه قاب‌های نه طبقه تحت زلزله

#### Landers

شکل (۳۵) جابجایی نسبی طبقات قاب‌های نه طبقه را تحت زلزله‌ی Landers نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که جابجایی نسبی طبقات قاب با مهاربندهای کم‌انرژی‌تر دو هسته‌ای در طبقات ۴ ام الی ۹ ام کمتر است. بیش‌ترین مقدار جابجایی نسبی در حالت یک هسته‌ای مربوط به طبقه‌ی هفتم می‌باشد.

(بهنگام‌شونده) و دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی تحت سه زلزله‌ی دو ر از گسل انجام گردید. خلاصه‌ای از نتایج در ادامه ارائه شده است:

- استفاده از هسته‌ی ثانویه با تنش تسلیم کم می‌تواند در جهت استهلاک بیشتر انرژی موثر باشد. بویژه این هسته تحت زلزله‌های دور از گسل خفیف وارد عمل شده و عملکرد ساختمان را در شرایط مختلف کنترل می‌نماید.
- استفاده از دو هسته‌ی موازی با طول هسته تسلیمی یکسان و با تنش حد تسلیم متفاوت می‌باشد. مزیت این سیستم، افزایش شکل پذیری می‌باشد. دلیل آن، اتلاف انرژی توسط غیر خطی شدن هسته تسلیمی با تنش حد تسلیم کمتر و حفظ پایداری مهاربند کمانش تاب به دلیل وجود هسته تسلیمی با تنش حد تسلیم بیشتر می‌باشد.
- با استفاده از نتایج منحنی‌های بار افزون تطبیقی و نتایج رفتار لینک‌های معادل هسته‌های اصلی و کمکی استفاده از هسته‌ی ثانویه سختی کل سازه را چندان تغییر نمی‌دهد. افزایش سختی در سازه‌ی دو هسته ناچیز است. این موضوع در نتایج تحلیل تاریخچه زمانی تحت رکوردهای دور از گسل نیز مشاهده شده است.
- استفاده از هسته‌ی ثانویه، جابجایی بام قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه را در بازه‌های مشخصی در طول وقوع زلزله‌ها کاهش داده است. در محدوده‌هایی نتایج اختلاف محسوسی نداشتند. میزان حداکثر جابجایی بام تحت زلزله‌های مورد مطالعه در قاب‌های سه، شش و نه طبقه، در حالت دو هسته‌ای به ترتیب به میزان ۲۵، ۲۰ و ۱۶ درصد نسبت به حالت یک هسته‌ای کاهش داشته است.
- استفاده از هسته‌ی ثانویه، شتاب بام قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه را در طول وقوع زلزله‌ها کاهش داده است. میزان حداکثر شتاب بام تحت زلزله‌های مورد مطالعه در قاب‌های سه، شش و نه طبقه، در حالت دو هسته‌ای به ترتیب به میزان ۶۵، ۴۲ و ۱۱ درصد نسبت به حالت یک هسته‌ای کاهش داشته است.
- بر اساس نتایج حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی تحت سه زلزله‌ی مورد نظر، برش پایه قاب با مهاربندهای دو هسته‌ای با توجه به ارتفاع سازه‌ها تا حدودی کاهش و افزایش یافته است. استفاده از دو هسته‌ی تسلیمی موازی در قاب مین مرتبه‌ی مرتبه‌ی ۶ طبقه تحت زلزله‌های مورد بررسی باعث کاهش برش پایه تا حداکثر ۱۷ درصد شده است و در سایر قاب‌های کوتاه و بلند مرتبه‌ی ۳ و ۹

در ادامه به منظور مقایسه‌ی نتایج پاسخ‌های لرزه‌ای مانند جابجایی بام، شتاب بام، برش پایه و حداکثر جابجایی نسبی قاب‌های نه طبقه با مهاربند کمانش تاب در دو حالت یک هسته‌ای و دو هسته‌ای تحت زلزله‌های مورد مطالعه در جدول‌های (۱۰) و (۱۱) ارائه شده است.

جدول ۱۰- مقایسه‌ی پاسخ‌های لرزه‌ای قاب نه طبقه با BRB یک هسته‌ای

زلزله	جابجایی بام (m)	شتاب بام (m/s <sup>2</sup> )	برش پایه (kN)	حداکثر جابجایی نسبی (%)
Kobe	۰/۲۶	۸	۲۴۰۰	۱/۴
Landers	۰/۳	۹	۲۶۵۰	۴/۸
Northridge	۰/۲۵	۷,۲	۲۵۵۰	۱/۵

جدول ۱۱- مقایسه‌ی پاسخ‌های لرزه‌ای قاب نه طبقه با BRB دو هسته‌ای

زلزله	جابجایی بام (m)	شتاب بام (m/s <sup>2</sup> )	برش پایه (kN)	حداکثر جابجایی نسبی (%)
Kobe	۰/۲۱	۷	۲۴۵۰	۱/۲
Landers	۰/۲۵	۸	۲۷۰۰	۳/۹
Northridge	۰/۲	۶,۲	۲۵۰۰	۱/۴

## ۶- نتیجه گیری

در این مطالعه، ۳ سازه‌ی سه بعدی فولادی با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۹ طبقه با سیستم مقاوم باربر جانبی قاب خمشی فولادی متوسط در یک راستا و مهاربندهای کمانش تاب در راستای دیگر در نرم افزار ETABS 2017 طراحی گردید. بدین منظور از آئین‌نامه معتبر AISC-LRFD استفاده گردید. کنترل ضوابط لرزه‌ای بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم انجام گردید. مقاطع مهاربندهای کمانش تاب نیز بر اساس طراحی و خروجی-های نرم افزار انتخاب شدند. به منظور استهلاک بیشتر انرژی تحت زلزله پیشنهاد گردید که از هسته‌ی ثانویه‌ای با مقاومت تسلیم کمتر (در این تحقیق ۲۵٪) به صورت موازی هسته‌ی اصلی استفاده گردد. تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی تطبیقی

- [8] Deylami A., Mahdavi-pour M.A. Probabilistic seismic demand assessment of residual drift for Buckling-Restrained Braced Frames as a dual system, *Structural Safety*, Vol. 58, 2016, pp 31-39.
- [9] Maurya, A. Eatherton, M.R. Ryota Matsui, R. Florig S.H. Experimental investigation of miniature buckling restrained braces for use as structural fuses, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 127, 2016, pp 54-65.
- [10] Ozelik, R. Dikiciasik, E. Erdil. F. The development of the buckling restrained braces with new end restrains, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 138, 2017, pp 208-220.
- [11] Shen, J. Seker, O. Akbas, B. Seker, P. Momenzadeh, S.B. Faytarouni, M. Seismic performance of concentrically braced frames with and without brace buckling, *Engineering Structures*, Vol. 141, 2017, pp 461-481.
- [12] Canxing, Q. Yichen, Z. Han, L. Bing, Q. Hetao, Hou. Li, T. Seismic performance of Concentrically Braced Frames with non-buckling braces, [Engineering Structures](#), Vol. 154, 2018, pp 93-102.
- [13] Nazarimofrad, E. Shokrgozar, A. Seismic performance of steel braced frames with self-centering buckling-restrained brace utilizing superelastic shape memory alloys, *Struct Design Tall Spec Build*, 2019.
- [14] Pouraminian, M. Hashemi, S. Sadeghi, A. Pourbakhshian, S. Probabilistic Assessment the Seismic Collapse Capacity of Buckling-Restrained Braced Frames Equipped with Shape Memory Alloys, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 2020. (In Persian).
- [15] Sadeghi, A. Hashemi, S. Mehdizadeh, K. Probabilistic Assessment of Seismic Collapse Capacity of 3D Steel Moment-Resisting Frame Structures, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 2020. (In Persian).
- [16] Saberi, V. Saberi, H. Sadeghi, A. Hashemi, S. Investigation of the Response Modification Factor of Frames Equipped with Eccentric Buckling Restrained Braces based on Performance Levels, *Quarterly Specialized Journal of Structural Engineering*, Vol. 17, No. 2, 2020, pp 1-13. (In Persian).
- [17] Lai, J-W. Mahin, S.A. Experimental and Analytical Studies on the Seismic Behavior of Conventional and Hybrid Braced Frames, *PEER*, 2013.
- [18] AISC., Seismic provisions for structural steel buildings: American Institute of Steel Construction, 2002.
- [19] Habibullah, A. ETABS-Three Dimensional Analysis of Building Systems. Manual.

طبقه، برش پایه حداکثر تا ۱۱ درصد و ۵ درصد افزایش یافته است.

- بر اساس نتایج بدست آمده، حداکثر جابجایی نسبی طبقات یکی از پارامترهای مهم در ارزیابی سطح عملکرد سازه‌ها می باشد در قاب‌های با مهاربندهای دو هسته‌ای کاهش یافته است. این مورد در طبقات بالاتر قاب‌ها محسوس تر است. سطح عملکرد قاب ۳ طبقه در حد استفاده‌ی بی وقفه (IO) سطح عملکرد دو قاب ۶ و ۹ طبقه در حد ایمنی جانی (LS) می‌باشد.
- بر اساس منحنی‌های هیستریزس برش پایه-جابجایی نسبی طبقه‌ی اول، تحت رکوردهای دور از گسل اتلاف انرژی در قاب‌های با مهاربندهای کمانش تاب دو هسته‌ای بیشتر است. در قاب‌های میان مرتبه و بلند مرتبه اتلاف انرژی محسوس تر و در قاب کوتاه مرتبه‌ی سه طبقه این موضوع نسبت به دو حالت دیگر محسوس نیست.

#### مراجع

- [1] Elnashai, A. S. Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 12, No. 1, 2001, pp 51-69.
- [2] Antoniou, S. and Pinho, R. Advantages and limitations of adaptive and non- adaptive force-based pushover procedures, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 4, 2004, pp 497-522.
- [3] Almansa, L. Medina, J. Oller, S. A Numerical Model of the Structural Behavior of Buckling Restrained Braces, *Engineering Structures*, Vol. 41, 2012, pp. 108-117.
- [4] Hoveidae, N. Rafezy, B. Overall Buckling Behavior of All Steel Buckling Restrained Braces, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 79, 2012, pp 151-158.
- [5] Piedrafita, D. Cahis, X. Simon, E. A New Modular Buckling Restrained Brace for Seismic Resistant Buildings, *Engineering Structures*, Vol. 56, 2013, pp 1967-1975.
- [6] Gu, Q. Zona, A. Peng, Y. Dall'Asta, A. Effect of buckling-restrained brace model parameters on seismic structural response, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 98, 2014, pp 100-113.
- [7] Pan, P. Wei, L. Xin, N. Kailai, D. Jiangbo, S. Seismic performance of a reinforced concrete frame equipped with a double-stage yield buckling restrained brace, *Journal of The Structural Design of Tall and Special*, vol. 26, No. 4, 2016.



- Computers and Structures Inc., Berkeley, California, 2017.  
<https://www.csiamerica.com/>
- [20] SeismoStruct. A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, SeismoSoft's Ltd, 2018.  
<https://www.seismosoft.com/>
- [21] BHRC. Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800, 2014. (In Persian).
- [22] PEER Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Web Site:  
[http://peer.berkeley.edu/peer\\_ground\\_motion\\_database](http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database).
- [23] Chang HY and Huang YJ. An investigation of BRB experimental performance. Proceedings of the National Conference on Structural Engineering, Taoyuan, Taiwan, 2010.

# Seismic Performance Investigation of Buckling Restrained Braces with Parallel Yielding Double Core

\*Kourosh Mehdizadeh

Department of Civil Engineering, Garmsar Branch, Islamic Azad University, Garmsar, Iran

Abbasali Sadeghi

Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran

Seyede Vahide Hashemi

Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran

ko\_ma751@mail.um.ac.ir

## Abstract

The buildings equipped with buckling restrained brace (BRB) are earthquake resistant structures that have two properties of high lateral stiffness and ability to absorb and dissipate energy at the same time. In this study, a parallel double core mechanism with the same core length and with different yielding stress was used to investigate the seismic performance of buckling restrained brace of single core and double core. Therefore, in this research, three 3-dimensional 3, 6 and 9-story buildings equipped with concentric buckling restrained braces were designed according to AISC-LRFD Code along with the controlling of the seismic criteria based on standard 2800 version 4<sup>th</sup> in ETABS 2017 software. Then, the two dimensional perimeter frames equipped with buckling restrained brace were modeled in SeismoStruct 2018 software in two states of single core and double core. In order to investigate the behavior of these structures, the adaptive pushover nonlinear static analysis and time history nonlinear dynamic analysis were performed under three far fault earthquakes. The results presented that the use of a parallel yielding double core increased the elastic stiffness of the structures but does not cause a noticeable change in the lateral strength of the prototypes. Also under applied earthquakes, the hysteresis curves were obtained and these figures showed that the use of a parallel double core increased the earthquake energy dissipation. In general, the use of the double core buckling restrained brace reduced seismic responses such as roof displacement, roof acceleration, drift and base shear by approximately 20%.

**Keywords:** Buckling Restrained Brace (BRB), Parallel Yielding Double Core, Adaptive Pushover Nonlinear Static Analysis, Time history Nonlinear Dynamic Analysis, Far-Fault Earthquake.