

Fragility assessment of RC interconnected walls equipped with NiTi, Iron-based and Copper-based SMAs

Shahryar Feli¹, Jafar Asgari Marnani², Abbas Ghasemi^{2*}, Soheil Monajemi Nejad²

1- Ph.D. student, Department of Civil and Earth Resources Engineering, Islamic Azad University Central Tehran Branch, Tehran, Iran

2- Assistant professor, Department of Civil and Earth Resources Engineering, Islamic Azad University Central Tehran Branch, Tehran, Iran

ABSTRACT

Recent advancements in earthquake-resistant materials have garnered significant attention from scholars due to their potential to mitigate seismic residual displacements and subsequently reduce maintenance costs. While novel materials and technologies have demonstrated their effectiveness in enhancing the seismic response of reinforced concrete (RC) buildings, their impact on post-earthquake challenges specific to RC-coupled walls remains unexplored. This study examines the seismic performance of RC-coupled walls reinforced with three types of superelastic shape memory alloy (SMA) rebars—NiTi, FeNCATB, and CuAlMn—in boundary zones. Three RC-coupled wall systems with four, eight, and twelve stories were selected as case studies. Afterward, Incremental Dynamic Analysis (IDA), was meticulously conducted to evaluate the structural performance under various levels of seismic excitation. Using the OpenSees program, the maximum critical values for the inter-story drift ratio (IDR) and the residual inter-story drift ratio (RIDR) were determined.

The results indicate a substantial reduction in RIDR when post-earthquake issues are considered. Among the three SMA types investigated, Cu-based SMA material exhibits the best performance in terms of RIDR reduction and restoration efficiency. Therefore, it is recommended to utilize Cu-based SMA materials in seismic-prone regions exposed to significant ground motions. This comprehensive analysis of the three materials contributes to a deeper understanding of the underlying mechanisms and benefits of SMA reinforcement in RC-coupled walls.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: [10.22065/jsce.2024.483147.3542](https://doi.org/10.22065/jsce.2024.483147.3542)

*Corresponding author: Abbas Ghasemi
Email address: abb.ghasemi@iauctb.ac.ir

ARTICLE INFO

Receive Date: 01 November 2024

Revise Date: 24 November 2024

Accept Date: 07 December 2024

Keywords:

NiTi,
FeNCATB,
CuAlMn,
coupled wall,
OpenSees

ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای دیوارهای برشی جفت‌شده (کوپل‌شده) بتن آرمه مسلح شده به آلیاژهای حافظه‌دار شکلی نیکل-تیتانیوم، بر پایه آهن و بر پایه مس

شهریار فعلی^۱، جعفر عسگری مارنانی^۲، عباس قاسمی^{۳*}، سهیل منجمی نژاد^۴

۱- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده عمران و منابع زمین/دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی/تهران/ایران

۲- استادیار، دانشکده عمران و منابع زمین/دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی/تهران/ایران

چکیده

مواد جدید مقاوم در برابر زلزله به دلیل پتانسیل کاهش تغییر مکان باقیمانده پس از زلزله و در نتیجه کاهش هزینه‌های نگهداری، مورد توجه جامعه علمی قرار گرفته‌اند. مواد و فناوری‌های هوشمند باعث بهبود پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های بتن آرمه شده‌اند، اما تأثیر این پیشرفت‌ها بر مسائلی که پس از زلزله در دیوارهای برشی جفت‌شده بتن آرمه ایجاد می‌شود، هنوز مورد بررسی قرار نگرفته است. این تحقیق عملکرد لرزه‌ای دیوارهای جفت‌شده بتن آرمه را که با میلگردهای سوپر الاستیک حافظه‌دار شکلی نیکل-تیتانیوم، آلیاژهای حافظه‌دار مبتنی بر آهن و آلیاژهای حافظه‌دار مبتنی بر مس در نواحی مرزی تقویت شده‌اند، مورد بررسی قرار می‌دهد. به عنوان بخشی از مطالعه موردی، سه سیستم دیوار جفت‌شده بتن آرمه با چهار، هشت و دوازده طبقه در نظر گرفته شد. بالاترین مقادیر بحرانی برای نسبت تغییر مکان نسبی طبقاتی و تغییر مکان نسبی باقیمانده طبقاتی از طریق نرم‌افزار اپنسیس به دست آمد. طبق نتایج، هر زمان که نگرانی‌های مربوط به امور پس از لرزه برجسته می‌شود، تغییر مکان نسبی پسماند به طور قابل توجهی کاهش می‌یابد. مطابق با یافته‌ها، در میان کل انواع آلیاژهای حافظه‌دار به کار رفته در این تحقیق، دیوار برشی جفت‌شده بتن آرمه مبتنی بر مس نتایج بهتری را در مورد تغییر مکان نسبی باقیمانده نشان داده و عملکرد مناسبی را در رابطه با اثر بازیابی ارائه می‌دهد. در نتیجه، به طور کلی توصیه می‌شود از آلیاژهای حافظه‌دار مبتنی بر مس در مناطق درگیر زلزله که در معرض حرکات شدید زمین قرار دارند، استفاده شود.

کلمات کلیدی: نیکل-تیتانیوم، آلیاژهای حافظه‌دار مبتنی بر آهن، آلیاژهای حافظه‌دار مبتنی بر مس، دیوار جفت‌شده، اپنسیس

| شناسه دیجیتال: | | سابقه مقاله: | | | | |
|----------------|---|--------------|--|------------|------------------------------------|------------|
| doi: | 10.22065/jsce.2024.483147.3542 | چاپ | انتشار آنلاین | پذیرش | بازنگری | دریافت |
| | https://doi.org/10.22065/jsce.2024.483147.3542 | ۱۴۰۴/۰۱/۳۱ | ۱۴۰۳/۰۹/۱۷ | ۱۴۰۳/۰۹/۱۷ | ۱۴۰۳/۰۹/۰۴ | ۱۴۰۳/۰۸/۱۱ |
| | | | عباس قاسمی abb.ghasemi@iauctb.ac.ir | | *نویسنده مسئول: پست الکترونیکی: | |

۱- مقدمه

فعالیت لرزه‌ای یکی از پرتکرارترین بلایای طبیعی است. در دهه‌های اخیر، زلزله‌های شدید جان بسیاری را گرفته و میلیاردها دلار خسارت مالی به بار آورده است. زمین‌لرزه‌ها به طور غیرمستقیم بر مدیریت، اقتصاد، جمعیت و پیشرفت اجتماعی یک منطقه تأثیر منفی می‌گذارند. طی قرن‌ها، مهندسی سازه در برابر زلزله به طور قابل توجهی پیشرفت کرده است. کشورهای زلزله‌خیز روش‌های طراحی مبتنی بر عملکرد متعددی را برای مهندسی ساختمان‌ها ارائه کرده‌اند. علیرغم کارآمدی هدف طراحی برای حفظ جان انسان با جلوگیری از ناپایداری سازه، در لولاهای پلاستیکی خسارات لرزه‌ای قابل توجهی به سازه‌های مهندسی وارد می‌شود. هزینه‌های تعمیر سازه‌های مهندسی آسیب‌دیده ناشی از زلزله بسیار گران است. بنابراین، متخصصان توصیه می‌کنند که سازه‌های مهندسی علاوه بر هدف معمول طراحی برای حفظ ایمنی انسان، خسارات لرزه‌ای و تغییر مکان‌های پسماند را به حداقل برسانند تا نگرانی‌های پس از زلزله را برطرف سازند (کاواشیما و همکاران، ۱۹۹۷ [۱]). ساختمان‌های بتن‌آرمه که مطابق با استانداردهای مدرن زلزله ساخته شده‌اند، از افراد در برابر آسیب محافظت می‌کنند. با این حال، این فعالیت لرزه‌ای در صورت تسلیم میلگردهای فولادی، باعث ایجاد تغییر شکل‌های دائمی باقیمانده و خسارات قابل توجه می‌شود. پس از یک زلزله شدید، سازگاری با چنین ساختمان‌های آسیب‌دیده ممکن است غیرممکن و تخریب تنها گزینه باقی‌مانده باشد. در طول سه دهه گذشته، محققان به دنبال استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار شکلی فوق‌الاستیک برای حل مشکل تغییر شکل‌های دائمی ماندگار بوده‌اند. سانگ و همکاران (۲۰۰۶) [۲] در این راستا، تجزیه و تحلیلی عمیق از کاربرد میلگردهای آلیاژهای حافظه‌دار در زمینه‌های مختلف مهندسی سازه ارائه می‌دهند.

آلیاژهای حافظه‌دار به دلیل قابلیت بازآرایی ساختار بلوری و مرتب کردن اتم‌ها در پاسخ به تغییر شکل‌های غیرالاستیک، از مزیت متمایزی نسبت به سایر مواد برخوردارند. آلام و همکاران (۲۰۰۸) [۳] نیز در پژوهشی، به بررسی انتقادی خواص اساسی آلیاژهای حافظه‌دار شکل و انواع دستگاه‌های حسگری که از این مواد استفاده می‌کنند، پرداخته‌اند. برای بهبود عملکرد لرزه‌ای، نیتینول بیشتر از هر آلیاژ حافظه‌دار دیگری مورد استفاده قرار می‌گیرد (گائو و همکاران، ۲۰۱۶ [۴، ۵]). به دلیل معایب آلیاژهای حافظه‌دار نیتینول مانند هزینه بالای مواد خام و عملیات ساخت و رزوه‌کاری، اغلب از آلیاژهای حافظه‌دار بر پایه مس و آهن به عنوان جایگزین استفاده می‌شود (اراکي و همکاران، ۲۰۱۰ [۶]) و (کلادرا و همکاران، ۲۰۱۴ [۷]). تفاوت بین نیتینول و آلیاژهای حافظه‌دار بر پایه آهن توسط ژانکه و همکاران (۲۰۰۵) [۸] مورد بحث قرار گرفته است. این مطالعه، مشابه تحقیقات گذشته، به دنبال بررسی آلیاژهای حافظه‌دار بر پایه آهن به عنوان راه‌حلی عملی و کم‌هزینه برای گسترش کاربردهای عمرانی است. در ادامه، کیان و همکاران (۲۰۱۰) [۹] به بررسی مقالات مربوطه پرداخته‌اند و نحوه‌ی دنبال کردن پاسخ‌های آلیاژهای حافظه‌دار در کاربردهای لرزه‌ای توسط مدل‌های رفتاری و متریال و همچنین چگونگی اعمال اصول کلی به آلیاژهای حافظه‌دار در ارتعاشات سازه‌ای را مورد بحث قرار داده‌اند. در پنج سال گذشته، تعداد محدودی از مقالات به بررسی و خلاصه‌سازی تکنیک‌های نوآورانه برای میراگری ارتعاشات سازه‌ای و کاربردهای گسترده عمرانی پرداخته‌اند. در این راستا، مطالعات متعددی دامنه کاربرد میلگردهای آلیاژهای حافظه‌دار سوپر الاستیک در دیوارهای بتن‌آرمه را برای بهبود پاسخ لرزه‌ای دیوارهای کوتاه موجود گسترش داده‌اند. افندی و همکاران (۲۰۰۶) [۱۰] با نصب میلگردهای مورب خارجی آلیاژهای حافظه‌دار سوپر الاستیک در این دیوارها، به نتایج قابل توجهی در زمینه کاهش جابه‌جایی‌های باقیمانده دست یافتند. تأثیر بارهای دوره‌ای شبه استاتیکی بر روی یک دیوار بتن‌آرمه آلیاژهای حافظه‌دار سوپر الاستیک تمام مقیاس توسط آلمیدا و همکاران (۲۰۲۰) [۱۱] مورد بررسی قرار گرفت در این مطالعه، مشخص شد که استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار سوپر الاستیک در اطراف لبه دیوار به کاهش قابل توجهی در میزان حرکت و آسیب باقیمانده ناشی از بارگذاری لرزه‌ای کمک می‌کند. اخیراً، آبرایک و همکاران (۲۰۲۱) [۱۲] با به‌کارگیری میلگردهای آلیاژهای حافظه‌دار در جهت‌های مختلف در داخل دیوارهای بتن‌آرمه، پارامترهای طراحی جدیدی را برای دستیابی به شکل‌پذیری و مقاومت اضافی ارائه دادند. مقادیر توصیه‌شده توسط این محققان، حفاظت کافی در برابر فروریختگی سازه را تضمین می‌کند. علاوه بر این، آبرایک و همکاران (۲۰۱۵) [۱۳] کارایی لرزه‌ای دیوارهای کوتاه و میانی بتن‌آرمه با آلیاژهای حافظه‌دار سوپر الاستیک را با توجه به موقعیت میلگردهای آلیاژهای حافظه‌دار سوپر الاستیک مورد بررسی قرار دادند. یافته‌های این مطالعه نشان می‌دهد که محل قرارگیری میلگردهای آلیاژهای حافظه‌دار سوپر الاستیک تأثیر قابل توجهی بر پاسخ لرزه‌ای دیوارها دارد.

سعیدی و همکاران (۲۰۰۶ و ۲۰۰۸ [۱۴، ۱۵]) در مطالعه دیگری، ستون‌های پل بتنی را که در ناحیه لولای پلاستیکی به صورت طولی با آلیاژهای حافظه‌دار تقویت شده بود، از طریق مجموعه‌ای از آزمایش‌های لرزش روی میز لرزاننده و آزمایش‌های شبه استاتیکی مورد بررسی قرار دادند. بر اساس یافته‌های آنها، ستون‌هایی که از میلگرد آلیاژهای حافظه‌دار استفاده می‌کنند، تغییر شکل باقیمانده را به طور قابل توجهی کاهش می‌دهند. آلام (۲۰۰۹) [۱۶] با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی، ویژگی‌های لرزشی قاب‌های بتنی مسلح به آلیاژهای حافظه‌دار را در یک منطقه لرزه‌ای فعال مورد تجزیه و تحلیل قرار دادند. یافته‌ها نشان می‌دهند که قاب‌های بتن‌آرمه با آلیاژهای حافظه‌دار حتی پس از یک زلزله ویرانگر نیز می‌توانند از مهم‌ترین تغییر شکل‌های پلاستیکی بازیابی شوند. تزاری (طرزرو) و همکاران (۲۰۱۴) [۱۷] در مطالعه دیگری ویژگی‌های مکانیکی و الزامات طراحی برای میلگردهای سوپر الاستیک نیتینول را تعیین کردند. نهدی و همکاران (۲۰۱۱) [۱۸] به دنبال ارزیابی اثربخشی میلگردهای آلیاژهای حافظه‌دار در بهبود رفتار لرزه‌ای درزهای تعمیر شده هستند که اجزای کلیدی در تضمین پایداری کلی سازه ساختمان‌ها هستند. یوسف و همکاران (۲۰۱۲) [۱۹] عملکرد قاب‌های دارای میلگرد آلیاژهای حافظه‌دار را با قاب‌های مسلح معمولی مقایسه کردند و پارامترهای کلیدی مرتبط با زلزله مانند ظرفیت باربری جانبی، شکل‌پذیری، سختی و اتلاف انرژی را مورد ارزیابی قرار دادند.

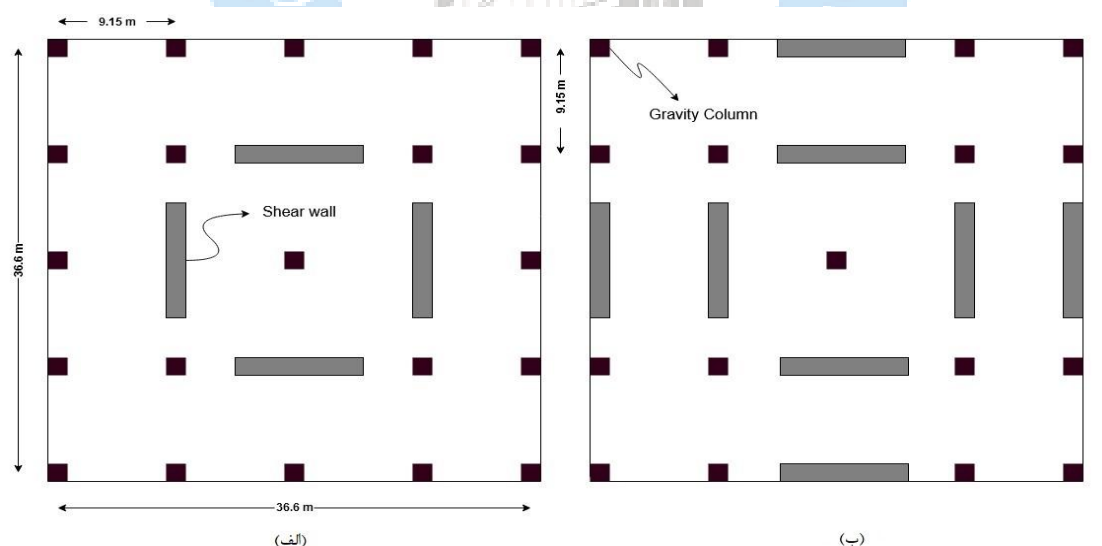
تحقیقات در مورد اثربخشی آلیاژهای حافظه‌دار به عنوان میلگرد بتن در سال‌های اخیر به طور چشمگیری افزایش یافته است؛ با این حال، مطالعات مربوط به استفاده از مواد هوشمند به عنوان میلگرد در دیوارهای برشی بتنی هنوز در حال تعیین است. قاسمی و همکاران (۲۰۱۳) [۲۰] با استفاده از یک مدل اجزای محدود دیوارهای برشی بتنی مسلح به آلیاژهای حافظه‌دار را مورد مطالعه قرار دادند و نتایج نشان‌دهنده کاهش کرنش پسماند دائمی سازه بود. شیرواند و همکاران (۲۰۱۷) [۲۱] پیشنهاد می‌کنند که استفاده از مواد آلیاژ حافظه‌دار در مناطق لولای پلاستیکی تیرها می‌تواند منجر به کاهش تغییر مکان باقیمانده و در نتیجه کاهش نیاز به تعمیر پس از زلزله شود. آذربانی و همکاران (۲۰۱۸) [۲۲] مطالعه‌ای را برای بررسی رفتار اتصالات تیر-ستون بتنی خارجی مسلح به میلگردهای آلیاژ حافظه‌دار تحت بارگذاری سیکلی انجام دادند. میلگردهای آلیاژهای حافظه‌دار، رفتار سوپر الاستیک از خود نشان می‌دهند و به آنها امکان می‌دهد بدون ایجاد کرنش‌های باقیمانده در برابر بارهای زیاد مقاومت کنند. فاز تجربی این مطالعه شامل ساخت و آزمایش هشت نمونه از اتصالات تیر-ستون بتنی خارجی برای ارزیابی عملکرد اتصالات مسلح به آلیاژهای حافظه‌دار تحت شرایط بارگذاری سیکلی بود. حمداوی و همکاران (۲۰۱۹) [۲۳] روشی را بررسی کردند که از خواص اتلاف انرژی آلیاژهای حافظه‌دار بهره می‌برد. وانگ و همکاران (۲۰۱۹) [۲۴] رویکرد جدیدی را برای ارتقای تاب‌آوری لرزه‌ای دیوارهای پیش‌ساخته بتن‌آرمه ارائه کردند. این مطالعه بر روی ترکیب میلگردهای آلیاژ حافظه‌دار و وسایل اتلاف انرژی قابل تعویض در سیستم‌های دیوار بتن مسلح متمرکز بود. آنها مجموعه‌ای از آزمایش‌ها را برای ارزیابی عملکرد این سیستم‌های نوآورانه دیوار تحت بارهای لرزه‌ای انجام دادند. نتایج نشان داد که رویکرد پیشنهادی با کاهش موثر آسیب سازه‌ای و هزینه‌های تعمیر پس از زلزله، پتانسیل بهبود تاب‌آوری لرزه‌ای دیوارهای بتن‌آرمه را دارد. این مطالعه برای بهبود سازه‌های وابسته به بتن‌آرمه قبلی، یک آلیاژ حافظه‌دار شکل فوق الاستیک منحصر به فرد را توسعه داد. محققان برای تکنیک بهسازی، سه نوع آلیاژ حافظه‌دار سوپر الاستیک را انتخاب کردند که اغلب در مهندسی عمران به کار می‌رود. علاوه بر این، پاسخ سه ساختمان با استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار شکیلی پیشنهادی با استفاده از نرم افزار اپنسیس (مک کنا و همکاران (۲۰۱۶) [۲۵]) به صورت کمی ارزیابی شد. جئونگ و همکاران (۲۰۲۲) [۲۶] خواص مکانیکی، روابط تنش-کرنش و حالت‌های شکست نمونه‌های بتن محصور شده با آلیاژهای حافظه‌دار مبتنی بر آهن را تحت بارهای فشاری مورد بررسی قرار دادند. آنها عملکرد بتن محصور شده با آلیاژهای حافظه‌دار مبتنی بر آهن را با بتن محصور شده با مواد سنتی مانند فولاد یا پلیمرهای تقویت‌شده با الیاف مقایسه می‌کنند تا مزایای بالقوه و معایب این تکنیک نوآورانه تقویت را ارزیابی کنند. بیراکی (۲۰۱۹) [۲۷] دیدگاهی در مورد تأثیر آلیاژهای حافظه‌دار بر رفتار دیوار ارائه می‌دهد و به توسعه سیستم‌های سازه‌ای پایدارتر و با دوام‌تر برای مناطق زلزله‌خیز کمک می‌کند.

ژنگ و همکاران (۲۰۱۹) [۲۸] برای مقابله با چالش‌های کوبش و لغزش باقیمانده در پل‌ها تحت اثر زلزله، یک نوع جدید از تکیه‌گاه لغزشی اصطکاکی (یاتاقان کشویی) مبتنی بر کابل آلیاژ حافظه‌دار شکل نیکل-تیتانیوم با قابلیت تطبیق پذیری خودکار معرفی کرده‌اند. این سیستم یاتاقان نوآورانه از خواص منحصر به فرد اجزای کابل آلیاژهای حافظه‌دار، مانند مرکزدهی خودکار، اتلاف انرژی بالا و مقاومت عالی

در برابر خستگی و خوردگی و خوردگی برای بهبود عملکرد لرزه‌ای پل‌ها و به حداقل رساندن خسارات در حین و بعد از رویدادهای لرزه‌ای بهره می‌برد. قاسمی تبار و همکاران (۲۰۲۰) [۲۹] مطالعه‌ای را برای بررسی تأثیر استفاده از میلگردهای آلیاژ حافظه‌دار بر کاهش آسیب، بازیابی کرنش و توزیع ترک در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه تحت بارهای لرزه‌ای انجام دادند. این تحقیق شامل تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی سه بعدی برای ارزیابی عملکرد قاب‌های خمشی بتن‌آرمه با میلگردهای آلیاژهای حافظه‌دار تحت شرایط مختلف بارگذاری لرزه‌ای بود. جئونگ و همکاران (۲۰۲۲) [۳۰] یک بررسی تجربی و تحلیلی عمیق را برای ارزیابی رفتار سیکلی جانبی ستون‌های بتن‌آرمه با محصورسازی فعال توسط نوارهای آلیاژ حافظه‌دار شکل بر پایه آهن انجام دادند. این مطالعه شامل بررسی جامع اثربخشی محصورسازی فعال بود. این بررسی از طریق مجموعه‌ای از آزمایش‌های فشرده‌سازی روی سیلندرهای بتنی محصور شده با نوارهای آلیاژهای حافظه‌دار مبتنی بر آهن و ورق‌های پلیمری تقویت‌شده با الیاف کربن انجام شد. هولت و همکاران (۲۰۲۲) [۳۱] پیشنهاد می‌کنند که استفاده از میلگردهای آلیاژهای حافظه‌دار در سازه‌های بتن‌آرمه می‌تواند مزایای متعددی داشته باشد. این مزایا شامل بهبود عملکرد تغییر شکل سیکلی، کاهش کرنش باقیمانده و بهبود توزیع ترک می‌شود. در این مقاله هدف بررسی عملکردی سازه‌ها به همراه آلیاژهای حافظه‌دار شکلی مختلف و تأثیر گذاری انواع این آلیاژها در تغییر شکل‌های پسماند می‌باشد که به طور خاص در دیوارهای جفت شده مورد بررسی قرار گرفته است. بررسی انواع مختلف این آلیاژها می‌تواند در نهایت بهترین آلیاژ را از نظر اقتصادی معرفی کند.

۲- روش و مصالح

این مطالعه مجموعه‌ای از دیوارهای برشی (کوپل‌شده/جفت‌شده) با طبقات مختلف شامل ۴، ۸ و ۱۲ طبقه را تحلیل می‌کند. پیکربندی‌های معماری ساختمان، ابعاد ۳۶.۶ در ۳۶.۶ متر (شکل ۱) را نشان می‌دهد که دارای طبقات عمودی مختلفی است. دیوارهای دوگانه در محدوده یک مکان برنامه ملی کاهش مخاطرات زلزله^۱ نوع C کالیفرنیا ساخته شده‌اند که با ضریب شتاب طیفی^۲ دوره کوتاه SA و ۱/۵g یک ثانیه ای ۰/۶g مشخص می‌شود. تمام سازه‌های محصور شده با دیوارها در طبقه ریسک اشغال I قرار گرفتند، طبقه‌ای که با پارامترهای طراحی لرزه‌ای شرح داده شده در انجمن مهندسی عمران آمریکا ۱۰-۷ [۳۲]^۳، به طور خاص تحت طراحی لرزه‌ای D مطابقت دارد.



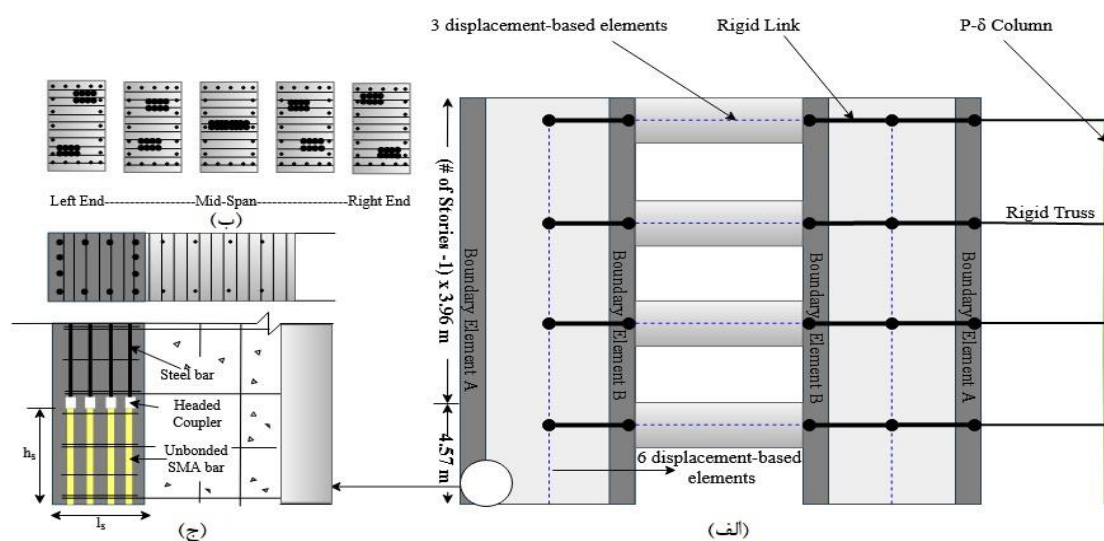
شکل ۱: چیدمان پلان برای (الف) سازه‌های ۴ و ۸ طبقه؛ و (ب) سازه ۱۲ طبقه

¹ NEHRP

² SA

³ ASCE 7-10

رفتار لرزه‌ای تمامی دیوارهای برشی (کوپل‌شده/ جفت‌شده) با استفاده از مدل‌سازی دوبعدی مورد بررسی قرار گرفت و نیروهای لرزه‌ای منحصراً در یک جهت اعمال شدند. دیوارهای متصل به صورت نموداری در شکل ۲ نشان داده شده‌اند.



شکل ۲: شماتیکی از مدل دیوار برشی جفت شده (کوپل‌شده): (الف) مدل معیار (ب) بخش مقطع تیر جفت کننده (ج) بخش مقطع پایه دیوار

تحلیل سازه‌ای دیوارهای برشی جفت شده با اپنسیس

در این مطالعه، اجزای سازه‌ای تیرهای جفت کننده و دیوارهای بتن‌آرمه با استفاده از المان تیر-ستون بر اساس تغییر مکان و روش تحلیل مقطع الیافی در نرم افزار اپنسیس مدل‌سازی شده‌اند. تحلیل سازه‌ای ستون‌های دیوار برشی جفت شده با استفاده از شش المان بر اساس تغییر مکان برای هر طبقه و پنج نقطه انتگرالگیری برای هر المان انجام شده است. برای مدل‌سازی تیرهای اتصال، از سه ناحیه مجزا استفاده شده است. نواحی انتهایی صلب برای مشخص کردن فاصله بین محور عرضی ستون دیوار و انتهای تیر جفت کننده در نظر گرفته شده‌اند. با استناد به آیین‌نامه بتن آمریکا [۳۳]^۴، ضریب کاهش زلزله (R) برابر با ۶ برای تمام دیوارهای برشی جفت شده بتن مسلح به دست آمده است. برای تعیین برش پایه زلزله و ضرایب پاسخ لرزه‌ای برای نمونه‌های اولیه با تعداد طبقات مختلف، وزن لرزه‌ای مؤثر در نظر گرفته شده است. نتایج نشان داد که ضرایب پاسخ لرزه‌ای با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابد، به طوری که مقادیر آن برای نمونه‌های اولیه چهار، هشت و دوازده طبقه به ترتیب ۰/۲۵، ۰/۱۱ و ۰/۰۸ به دست آمده است. مقاومت فشاری بتن و تنش تسلیم فولاد استفاده شده در نمونه‌های اولیه به ترتیب ۳۴/۵ مگاپاسکال و ۴۱۴ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. بر اساس گزارش [۳۴] مرکز تحقیقات مهندسی زلزله اقیانوس آرام (۲۰۱۷)^۵، مقدار فرض شده برای مقاومت فشاری بتن، نشان داده شده با f'_{ce} برابر مقاومت فشاری اسمی f'_c در نظر گرفته می‌شود. به طور مشابه، مقدار فرض شده برای تنش تسلیم فولاد، نشان داده شده با f_y برابر تنش تسلیم اسمی f_y در نظر گرفته می‌شود.

تمام نمونه‌های اولیه صفحه‌ای با ابعاد طولی و ضخامت دیوار یکسان طراحی شده‌اند. یک انتخاب استراتژیک برای قرار دادن دهانه‌ها در مرکز دیوارها در نظر گرفته شده است که به طور عمدی باعث کاهش سختی کلی سازه می‌شود. این تصمیم طراحی در نسبت‌های برشی دیوار (Vu/Vc) برای نمونه‌های اولیه مختلف، با مقادیر ۱/۱۷۶، ۱/۲۸ و ۰/۷ برای نمونه‌های اولیه چهار، هشت و دوازده طبقه به ترتیب، منعکس شده است. در مقابل، نسبت‌های بار محوری دیوار ($P_g/lwbf'_c$) مربوط به بار ثقلی برای همان نمونه‌های اولیه به ترتیب ۳/۵٪، ۶/۷٪ و ۱۰/۱٪ ثبت شده است. در طول فرآیند طراحی برای نیروهای برشی و لنگرها، سختی مؤثر $E_c I_g$ برابر ۰/۵ برای هر دو دیوار و تیرهای جفت

⁴ ACI
⁵ PEER

کننده مرتبط با آنها در نظر گرفته شده است. تقاضاهای خمشی عمدتاً الزامات عناصر مرزی ویژه را مطابق با روش نیروهای جانبی معادل در انجمن مهندسی عمران آمریکا ۱۰-۷ برآورده می‌کردند.

بار قائم ناشی از وزن خود سازه، که به عنوان بار مرده شناخته می‌شود، و بار اضافی ناشی از اشغال و کاربری مورد نظر، که به عنوان بار زنده شناخته می‌شود، به طور معمول به ترتیب مقادیر ۸/۳۸ کیلوپاسکال و ۳/۱۱ کیلوپاسکال در نظر گرفته می‌شوند. جرم لرزه‌ای دیوارهای متصل شامل ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۲/۳۲ مگا نیوتن، ۴/۸۰ مگا نیوتن و ۷/۲۵ مگا نیوتن تعیین شد. از دیوارهای جداکننده به عنوان عنصری تقویتی استفاده شده است که بار اضافی ۰/۴۸ کیلوپاسکال را به طور خاص به جزء بار زنده وارد می‌کند. مشخصات مصالح فولاد به شرح زیر است: مدول الاستیسیته (E_s) ۲۰۰ گیگاپاسکال در نظر گرفته شد. نسبت کرنش سخت‌کنندگی f_t ثابت ۰/۱۶ فراتر از نقطه تسلیم تعیین شد و کرنش نهایی کششی ۲۰٪ شناسایی شد.

برای مدل‌سازی رفتار سیکلی از مدل بتن Concrete02 یاسین و همکاران (۱۹۹۴) [۳۵] استفاده شد. مدل پیشنهادی از روش‌شناسی ارائه شده توسط هوگنستاد و همکاران (۱۹۵۱) [۳۶] برای مشخص کردن پاسخ‌های خطی پس از قله و پیش از قله فشاری به ظرفیت باقیمانده بتن ترک‌خورده استفاده می‌کند. در مورد چارچوب فونداسیون، پارامترهای بتن محصور شده، حداکثر تنش f_p و حداکثر کرنش ϵ_p بر اساس پیشنهادات رضوی و همکاران (۱۹۹۲) [۳۷] تعیین شد. آنها متغیرهای بتن غیرمحصور و محصور مدل پایه را توصیف می‌کنند. در مورد بتن غیرمحدود، کرنش ϵ_p به صورت $(f_p/E_c)^2$ تعیین می‌شود، که در آن E_c برابر با $(f_p)^{1/2}$ (۴۷۵۰ مگاپاسکال است) (مطابق با دستورالعمل‌های ذکر شده در آیین‌نامه بتن آمریکا).

دیوارهای برشی جفت شده پیشنهادی در این مطالعه از نظر ابعاد، ترکیب مواد و میلگرد برشی به دیوارهای معرفی شده توسط مرافی و همکاران (۲۰۱۹) [۳۸] شباهت دارند. با این حال، یک تمایز قابل توجه در استفاده از میلگردهای آلیاژهای حافظه دار به عنوان میلگرد طولی غیرمحصور در مناطق مرزی دو طرفه وجود دارد که پیش‌بینی می‌شود به عنوان مکان‌هایی برای تشکیل لولاهای پلاستیکی در ساختار دیوار عمل کنند. پیکربندی میلگرد تقویتی و هندسه دیوار برای سازه به شرح زیر در جدول ۱ فهرست شده است: (۱) طول عنصر مرزی، l_{be} ؛ (۲) میلگرد طولی در عنصر مرزی، l_r ؛ (۳) میلگرد مهار، C_r ؛ و (۴) طول دیوار، l_w . میلگردهای برشی افقی و عمودی برابر با #۴ با فاصله ۱۵۲ میلی‌متر هستند.

جدول ۱: آرماتور گذاری و ابعاد دیوارهای برشی جفت‌شده (کوپل‌شده) بتن‌آرمه

| طبقات سازه | طبقات | (BE _A) المان مرزی | | | | (BE _B) المان مرزی | | |
|------------|-------|-------------------------------|--------------|--------|-----------|-------------------------------|--------|-----------|
| | | l_w [m] | l_{be} [m] | l_r | c_r | l_{be} [m] | l_r | c_r |
| ۴ | ۱-۲ | ۷/۳۲ | ۱/۳۷ | ۲۲-#۱۰ | #۴at ۸۹mm | ۰/۷۶ | ۱۲-#۱۰ | #۴at ۷۶mm |
| | ۳-۴ | ۷/۳۲ | ۰/۷۶ | ۱۴-#۹ | #۴at ۷۶mm | ۰/۷۶ | ۱۲-#۸ | #۴at ۷۶mm |
| ۸ | ۱-۳ | ۹/۱۵ | ۱/۸۳ | ۴۲-#۱۰ | #۴at ۸۹mm | ۰/۷۶ | ۱۲-#۱۰ | #۴at ۷۶mm |
| | ۴-۶ | ۹/۱۵ | ۱/۰۷ | ۲۲-#۱۰ | #۴at ۸۹mm | ۰/۷۶ | ۱۲-#۵ | #۴at ۷۶mm |
| ۱۲ | ۷-۸ | ۹/۱۵ | ۰/۷۶ | ۱۰-#۱۰ | #۴at ۶۴mm | ۰/۷۶ | ۱۲-#۵ | #۴at ۷۶mm |
| | ۱-۳ | ۹/۱۵ | ۱/۸۳ | ۴۲-#۱۰ | #۴at ۷۶mm | ۰/۷۶ | ۱۲-#۱۰ | #۴at ۸۹mm |
| | ۴-۶ | ۹/۱۵ | ۱/۳۷ | ۳۹-#۹ | #۴at ۷۶mm | ۰/۷۶ | ۱۲-#۷ | #۴at ۷۶mm |
| | ۷-۸ | ۹/۱۵ | ۰/۹۱ | ۲۴-#۹ | #۴at ۷۶mm | ۰/۷۶ | ۱۲-#۷ | #۴at ۶۴mm |
| | ۹-۱۲ | ۹/۱۵ | ۰/۷۶ | ۱۶-#۹ | #۴at ۷۶mm | ۰/۷۶ | ۱۲-#۷ | #۴at ۶۴mm |

۶۱۰ mm = ضخامت دیوار

نسبت دهانه به ارتفاع (خیز) کل تیرهای جفت‌کننده کمتر از ۲.۵ در نظر گرفته شده است و مطابق با استاندارد موسسه بتن آمریکا از میلگردهای تقویتی مورب استفاده شده است. جزئیات طراحی این میلگردها در جدول ۲ ارائه شده است. مشخصات هندسی تیرهای جفت‌کننده به شرح زیر است:

- طول تیر جفت کننده: l_{cb}
- ارتفاع تیر جفت کننده: h
- میلگرد تقویتی مورب: dr

طبق استاندارد موسسه بتن آمریکا، از میلگردهای افقی سایز #۴ با فاصله ۱۵۲ میلی متر در طول تیر جفت کننده استفاده شده است. این میلگردها با استفاده از خاموت‌های سایز #۴ با فاصله ۶۴ میلی‌متر به یکدیگر متصل شده‌اند.

جدول ۲: آرماتور گذاری و ابعاد تیر همبند بتن‌آرمه

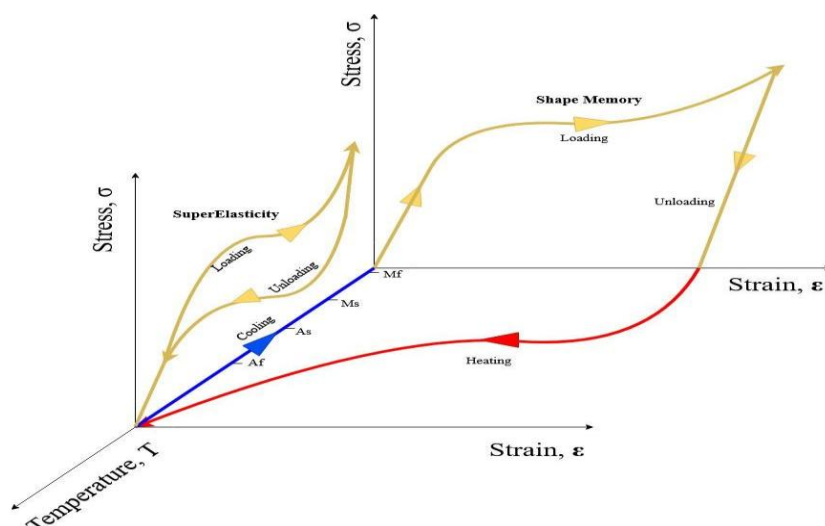
| طبقات سازه | طبقات | h [mm] | l_{cb} [m] | dr |
|------------|-------|----------|--------------|----------------|
| ۴ | ۱ | ۱۵۲۴ | ۱/۸۳ | ۸-#۱۱ (۲ × ۴) |
| | ۲-۳ | ۹۱۴ | ۱/۸۳ | ۸-#۱۱ (۲ × ۴) |
| | ۴ | ۹۱۴ | ۱/۸۳ | ۸-#۸ (۲ × ۴) |
| ۸ | ۱ | ۱۵۲۴ | ۲/۲۹ | ۱۲-#۱۰ (۳ × ۴) |
| | ۲-۴ | ۹۱۴ | ۲/۲۹ | ۱۲-#۱۱ (۳ × ۴) |
| | ۵-۶ | ۹۱۴ | ۲/۲۹ | ۱۲-#۱۰ (۳ × ۴) |
| | ۷-۸ | ۹۱۴ | ۲/۲۹ | ۸-#۱۰ (۲ × ۴) |
| ۱۲ | ۱ | ۱۵۲۴ | ۲/۲۹ | ۸-#۱۰ (۲ × ۴) |
| | ۲-۵ | ۹۱۴ | ۲/۲۹ | ۸-#۱۱ (۲ × ۴) |
| | ۶-۸ | ۹۱۴ | ۲/۲۹ | ۸-#۱۰ (۲ × ۴) |
| | ۹-۱۲ | ۹۱۴ | ۲/۲۹ | ۶-#۱۰ (۲ × ۳) |

$610 \text{ mm} =$ ضخامت دیوار

مشخصات مکانیکی آلیاژهای حافظه‌دار شکل وابستگی شدیدی به پدیده تغییر فاز دارد که تحت تأثیر شرایط حرارتی قرار می‌گیرد. نمودار ارائه شده در شکل ۳، نمایشگر ویژگی‌های هیستریزس آلیاژ حافظه‌دار نیکل-تیتانیوم در طول فرآیندهای گرمایش و سرمایش است.

رفتار تنش-کرنش آلیاژهای حافظه‌دار شباهت‌هایی به فولاد معمولی دارد، به طوری که در دماهای پایین‌تر از دمای پایان مارتنسیت، یک حلقه هیستریزس قابل توجه و کرنش پسماند قابل ملاحظه را نشان می‌دهد. با این حال، کرنش باقیمانده را می‌توان با افزایش دما به طور مؤثر بازیابی کرد. هنگامی که دما از دمای پایان آستنیت فراتر رود، آلیاژهای حافظه‌دار ویژگی‌های سوپر الاستیک را نشان می‌دهند که با کرنش باقیمانده کم یا ناچیز مشخص می‌شود. این رفتار به دلیل تغییر شکل ناشی از تنش از آستنیت به مارتنسیت (گرسر و همکاران ۱۹۹۱ [۳۹]) است. نیتینول، به دلیل ویژگی‌های سوپر الاستیک قابل توجه (با ظرفیت بازیابی کرنش تا ۸ درصد) و مقاومت خستگی استثنایی (کاسیاتی و همکاران. ۲۰۱۶ [۴۰])، رایج‌ترین انتخاب در بین آلیاژهای حافظه‌دار برای کاربردهای گسترده است.

تحقیق حاضر شامل سه نوع سیستم آلیاژ حافظه‌دار متفاوت است: شکلی نیکل تیتانیوم، آلیاژهای حافظه‌دار مبتنی بر آهن و آلیاژهای حافظه‌دار مبتنی بر مس. این سیستم‌های آلیاژهای حافظه‌دار به عنوان عناصر تقویت کننده در دیوارهای برشی جفت شده بتن مسلح انتخاب شدند. این طبقه‌بندی سه‌گانه بر اساس معیارهای سازه‌ای تعیین شده توسط یک مانع تقویت شده با فولاد معمولی، که ویژگی‌های ابعاد، تقویت مواد و مشخصات خواص را در نظر می‌گیرد، انجام می‌شود. با این حال، یک تغییر قابل توجه در جایگزینی میلگرد فولادی در لبه‌ها با انواع ذکر شده از میلگردهای آلیاژهای حافظه‌دار صورت می‌گیرد.



شکل ۳: شماتیکی از نمودار پاسخ تنش- کرنش-حرارت آلیاژهای حافظه دار

اگرچه استفاده از این روش به عنوان یک روش طراحی بهینه شناخته نمی‌شود، دلیل اصلی به کارگیری این رویکرد، نیاز به ضرایب طراحی استحکام اضافی و کاهش نیرو است که در منابع موجود به آن اشاره شده است. شکل ۲ (ج) استراتژی کاهش هزینه با استفاده از میلگردهای تقویتی آلیاژهای حافظه دار بدون سیمان را نشان می‌دهد. این روش شامل استفاده از میلگردهای آلیاژهای حافظه دار فقط در بخش‌های پایینی مجاور مناطق مرزی در هر دو طرف دیوار است.

همانطور که پائولی و همکاران (۱۹۹۳) [۴۱] در مقاله پیشگامانه خود در سال ۱۹۹۳ پیشنهاد کردند، طول لولای پلاستیکی در دیوارهای برشی (که با l_p نشان داده می‌شود) می‌تواند برای تعیین ارتفاع مناسب میلگردهای آلیاژهای حافظه دار (که با h_s نشان داده می‌شود) مفید

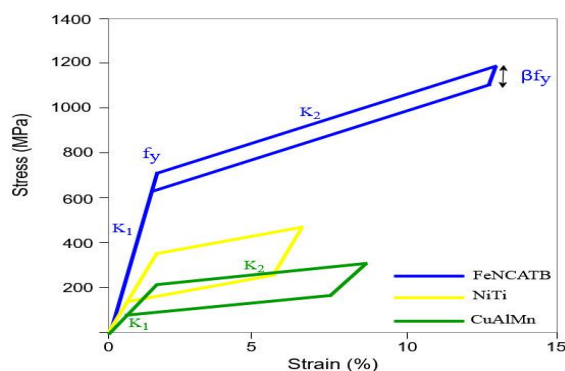
$$L_p = 0.2l_w + 0.044h_w \quad (1)$$

باشد. این طول را می‌توان با استفاده از معادله (۱) به دست آورد:

اگرچه استفاده از رویکرد جایگزینی فولاد با آلیاژ حافظه‌دار به عنوان یک روش طراحی بهینه شناخته نمی‌شود، اما دلایل زیر توجیه کننده این انتخاب است:

- نیاز به ضرایب طراحی استحکام اضافی و کاهش نیرو که در منابع موجود به آن اشاره شده است.
- ویژگی‌های بازیابی انرژی و شکل‌پذیری بالای آلیاژهای حافظه‌دار.

برای نشان دادن طول دیوار از " h_w " و برای نشان دادن ارتفاع از " h_w " استفاده می‌کنیم. به منظور حصول اطمینان از اتصال ایمن بین میلگردهای فولادی و میلگردهای آلیاژهای حافظه دار، توصیه می‌شود ارتفاع h_s میلگردهای آلیاژهای حافظه‌دار معادل $1/5$ برابر طول پلاستیک (l_p) در نظر گرفته شود. تعیین طول افقی مناطق مرزی (l_s) را می‌توان بر اساس دستورالعمل‌های ارائه شده توسط موسسه بتن آمریکا در مورد اجزای مرزی دیوارهای بتن‌آرمه انجام داد.



شکل ۴: مدل عددی آرماتور آلیاژ حافظه دار

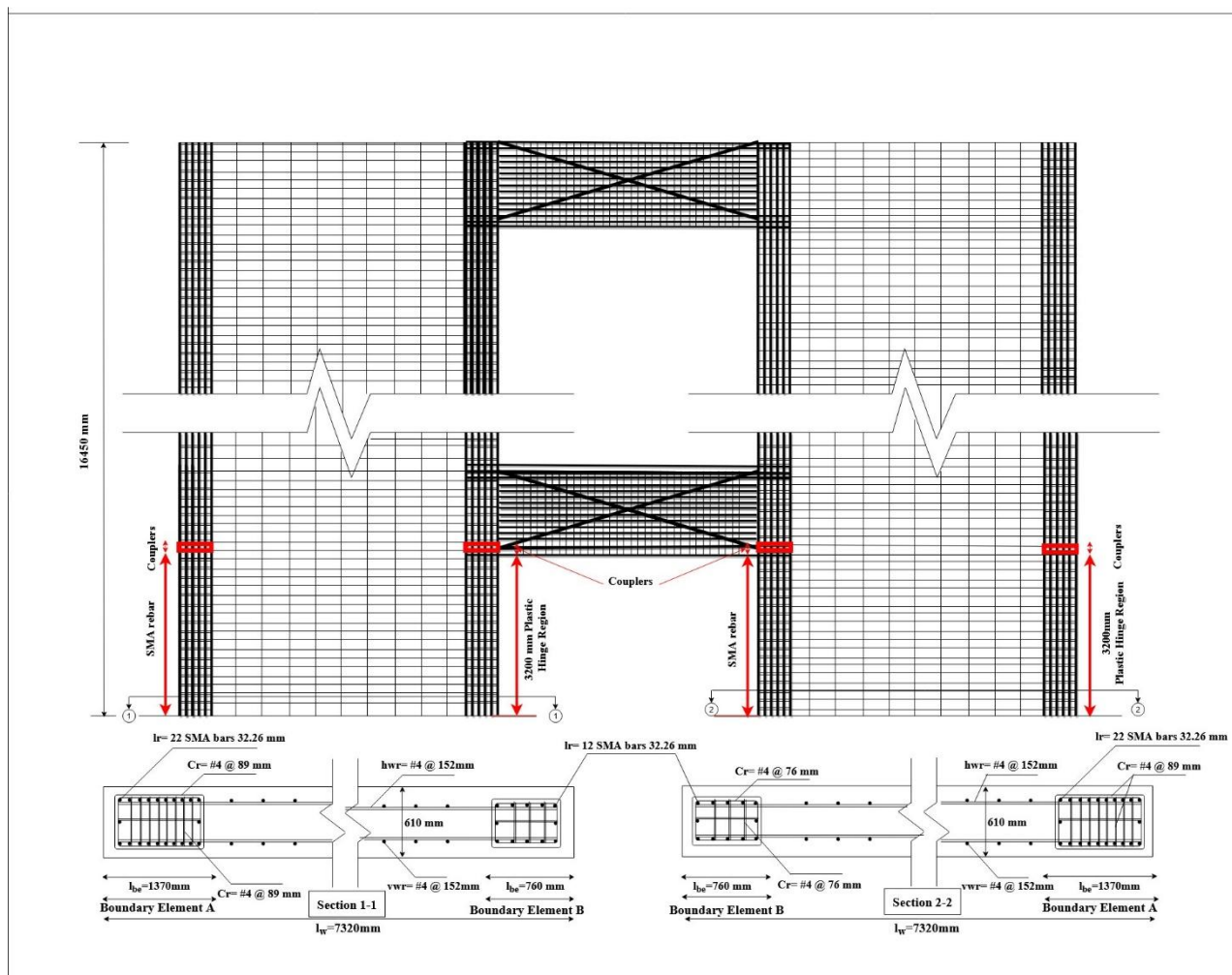
مدل خودمرکزی آلیاژهای حافظه دار برای میلگردهای آلیاژ حافظه دار به کار گرفته می‌شود. شکل ۴ نمودار تنش-کرنش سه نوع مختلف آلیاژهای حافظه دار را نشان می‌دهد. شیب مسیر طی فرآیند کاهش تنش، سختی اولیه ثابت را نشان می‌دهد که با K_1 نشان داده می‌شود تا زمانی که تنش کاهش یافته و به مقدار آستانه βf_y برسد. در این مطالعه، متغیرهای دیگری مانند دما و ویژگی‌های متضاد پاسخ‌های تنش-کرنش در آلیاژهای حافظه دار در نظر گرفته نشده است. جدول ۳ مجموعه‌ای جامع از پارامترهای کالیبره شده میلگردهای آلیاژهای حافظه دار را ارائه می‌کند که به طور خاص بر ویژگی‌های کششی آنها تمرکز دارد. جدول ۳ اطلاعات کلیدی در مورد کرنش بازیابی نهایی (ϵ_r) مرتبط با هر نوع متمایز آلیاژهای حافظه دار را نشان می‌دهد. منبع این داده‌ها به ابریک و همکاران (۲۰۲۱) [۴۲] نسبت داده می‌شود.

جدول ۳: پارامترهای آرماتور آلیاژ حافظه دار

| مصالح | پارامترها | مقادیر |
|--|--|--------|
| NiTi SE-SMA (%۵۵/۹ Nickel- %۴۴/۱ Titanium) | Austenite yield strength, f_y -SMA (MPa) | ۳۸۰ |
| | Austenite modulus, K_1 (MPa) | ۳۶۴۵۹ |
| | Postyield stiffness, K_2 (MPa) | ۱۷۲۴ |
| | Recoverable strain, ϵ_r | %۷ |
| | Lower plateau stress factor, β | ۰/۵۵ |
| FeNCATB (%۵۹ %۲۸ %۱۷ %۱۱/۵ %۲/۲۵ %۰/۱۰۵) | Austenite yield strength, f_y -SMA (MPa) | ۷۵۰ |
| | Austenite modulus, K_1 (MPa) | ۴۶۹۰۰ |
| | Postyield stiffness, K_2 (MPa) | ۳۷۸۲ |
| | Recoverable strain, ϵ_r | %۱۳/۵ |
| | Lower plateau stress factor, β | ۰/۲۵ |
| CuAlMn (%۷۱/۶ %۱۶/۱ %۹/۳) | Austenite yield strength, f_y -SMA (MPa) | ۲۱۰ |
| | Austenite modulus, K_1 (MPa) | ۲۸۰۰۰ |
| | Postyield stiffness, K_2 (MPa) | ۷۸۸ |
| | Recoverable strain, ϵ_r | %۹ |
| | Lower plateau stress factor, β | ۰/۷ |

مرجع: ابریک و همکاران (۲۰۲۱)

در نهایت، جزئیات ارتفاع و مقاطع عرضی به صورت شماتیک در شکل ۵ نشان داده شده است. قابل ذکر است که به دلیل عدم ضرورت نمایش جزئیات ارتفاع و مقاطع برای تمامی حالات، تنها نمونه مربوط به ساختمان ۴ طبقه ارائه شده است.



شکل ۵: نما و مقاطع در نواحی مفاصل پلاستیک برای سازه ۴ طبقه

۳- انتخاب شتاب نگاشت ها

انتخاب دقیق داده‌های لرزه‌ای برای اجرای موفق تحلیل غیرخطی تاریخیچه زمانی^۶ و تحلیل دینامیکی فزاینده^۷ ضروری است. برای ارزیابی واکنش سیستم‌ها در معرض حداکثر زمین لرزه قابل انتظار (MCE) و زمین لرزه مبنای طرح (DBE)، کالیبراسیون مناسب داده‌ها حیاتی است. منحنی طیف پاسخ مطابق با ضریب میراگر ۵ درصد در سطح حداکثر زمین لرزه قابل انتظار (MCE) مطابق با کد انجمن مهندسی عمران آمریکا، ۱.۵ برابر بزرگتر از منحنی طیف پاسخ در سطح زمین لرزه مبنای طرح (DBE) است. بر اساس انتشارات آژانس مدیریت اضطراری فدرال [۴۳]^۸، مجموعه‌ای کامل از ده رکورد لرزه‌ای افقی متعامد از مجموعه حرکات زمین شدید انتخاب شد. تمام داده‌های انتخاب شده شامل مولفه‌های نرمال به گسل از نوسانات شدید زمین بوده و ضبط آنها از پایگاه داده مرکز تحقیقات مهندسی زلزله اقیانوس آرام انجام شده است.

⁶ NLTHA

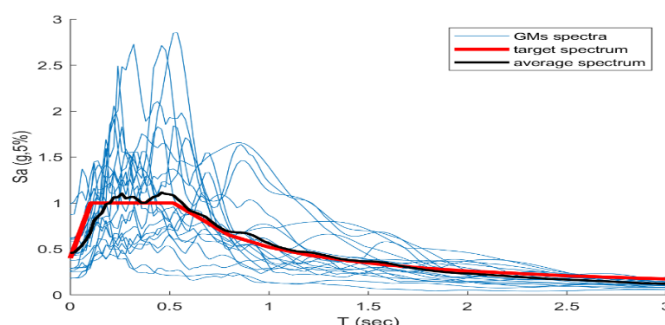
⁷ IDA

⁸ FEMA P695-2009

جدول ۴: شتاب نگاشت های منتخب

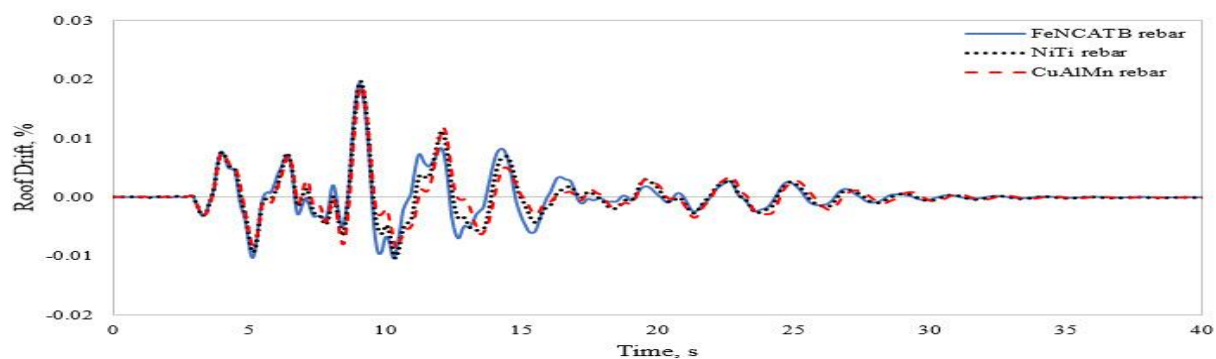
| شماره | زلزله | سال | ایستگاه | مقیاس بزرگی | | مدت (s) |
|-------|-----------------|------|--------------------|-------------|-------|---------|
| | | | | شتاب زمین | زلزله | |
| ۱ | Northridge | ۱۹۹۴ | Beverly Hills | ۰/۵۲ | ۶/۷ | ۲۰ |
| ۲ | Northridge | ۱۹۹۴ | Canyon Country-WLC | ۰/۴۸ | ۶/۷ | ۲۰ |
| ۳ | Kocaeli, Turkey | ۱۹۹۹ | Duzce | ۰/۳۶ | ۷/۵ | ۲۷/۲ |
| ۴ | Kocaeli, Turkey | ۱۹۹۹ | Arcelik | ۰/۲۲ | ۷/۵ | ۳۰ |
| ۵ | Landers | ۱۹۹۲ | Yermo Fire Station | ۰/۲۴ | ۷/۳ | ۴۴ |
| ۶ | Imperial Valley | ۱۹۷۹ | El centro Array#11 | ۰/۳۸ | ۶/۵ | ۳۹ |
| ۷ | Imperial Valley | ۱۹۷۹ | Delta | ۰/۳۵ | ۶/۵ | ۱۰۰ |
| ۸ | Kobe, Japan | ۱۹۹۵ | Shin- Osaka | ۰/۲۴ | ۶/۹ | ۴۱ |
| ۹ | Chi-Chi, Taiwan | ۱۹۹۹ | TCU045 | ۰/۵۱ | ۷/۶ | ۹۰ |
| ۱۰ | Loma Prieta | ۱۹۸۹ | Gilroy Array | ۰/۵۶ | ۶/۹ | ۴۰ |

جدول ۴ مشخصات دقیق شتاب نگاشت ها را به طور دقیق ارائه می کند، در حالی که شکل ۶ نمایش گرافیکی طیف آنها را نشان می دهد. بزرگی شدت ثبت شده مطابق با دستورالعمل های انجمن مهندسان عمران آمریکا تعیین شد. ارتعاشات لرزه ای به صورت متناسبی تعدیل شدند تا اطمینان حاصل شود که میانگین نمودار طیفی برای میرایی ۵ درصد، شامل دوره هایی از $0.2T$ تا $1/5T$ فراتر از طیف هدف در نظر گرفته شده قرار گیرد. T نشان دهنده دوره زمانی بنیادی نوسانات آزاد بدون قید و شرط پیکربندی الاستیک است. توزیع فرکانس نرمال شده برای نمونه های خاص انتخاب شده و میانگین کل آنها به صورت بصری در شکل ۶ ارائه شده است.



شکل ۶: طیف طراحی شتاب نگاشت های منتخب

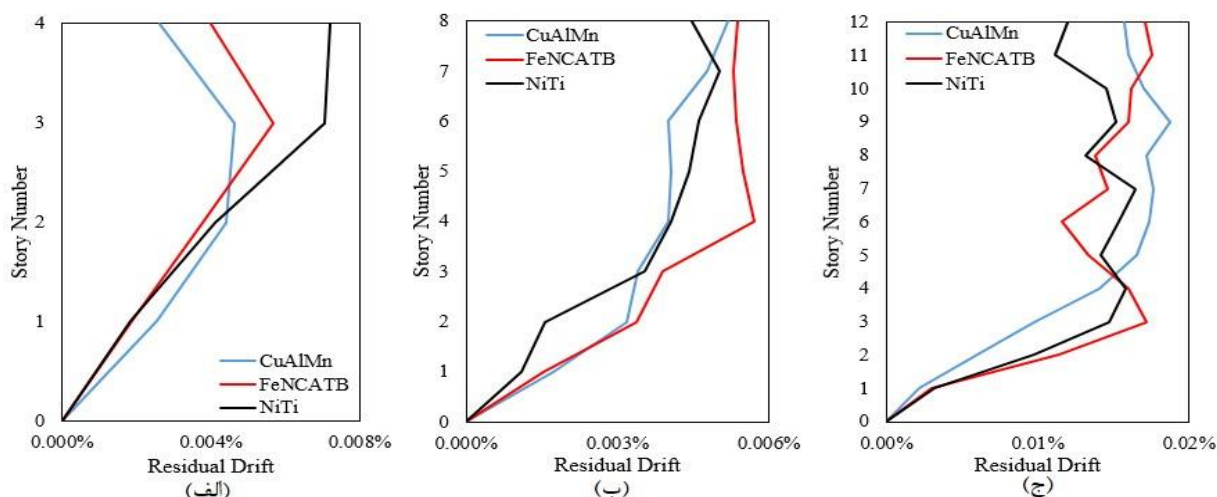
شکل ۷ تاریخچه واکنش تغییر مکان سقف را برای دیوار برشی جفت شده ۸ طبقه با آلیاژهای شکلی نیکل تیتانیوم، آلیاژهای حافظه دار مبتنی بر آهن و آلیاژهای حافظه دار مبتنی بر مس تحت اثر بار لرزه ای نشان می دهد. همانطور که در شکل نشان داده شده است، پاسخ های دیوار تقریباً یکسان هستند.



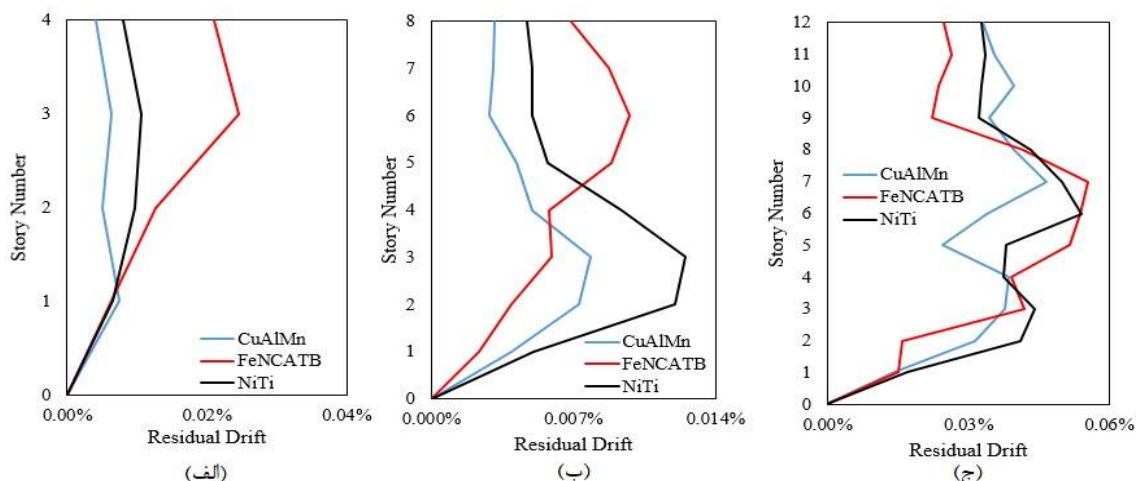
شکل ۷: جابجایی نسبی تاریخچه زمانی بام برای سازه ۸ طبقه برای سطح حداکثر زلزله ی محتمل تحت زلزله نورتریج

۴- نسبت تغییر مکان طبقاتی باقیمانده

نتایج تحلیل ارائه شده در شکل ۸ نشان می دهد که ساختمان ۱۲ طبقه در سطح لرزه مبنای طرح (*DBE*) بیشترین تغییر مکان طبقاتی باقیمانده را از خود نشان می دهد، در حالی که ساختمان ۴ طبقه کمترین تغییر مکان باقیمانده را به خود اختصاص داده است. در همه انواع آلیاژهای حافظه دار شکل، روندهای مشاهده شده همسو هستند که نشان دهنده درجه بالایی از شباهت در رفتار آنها است. با بررسی دقیق تر می توان نتیجه گرفت که آلیاژ حافظه دار شکل مس نسبت به سایر مواد در ساختمان های با ارتفاع کم و متوسط (طبق شکل های ۸ (الف) و (ب) عملکرد بهتری از خود نشان می دهد. در مقابل، در حالی که در شکل ۸ (ج) عملکرد کمی بهتر برای نیتینول در ساختمان های بلندمرتبه قابل مشاهده است، اما این تفاوت ناچیز بوده و بر عملکرد کلی این ماده در مقایسه با آلیاژهای مس و آهن تأثیر قابل توجهی ندارد.



شکل ۸: نیمرخ تغییر مکان باقی مانده برای سطح مبنای طراحی (الف) ۴ طبقه (ب) ۸ طبقه (ج) ۱۲ طبقه

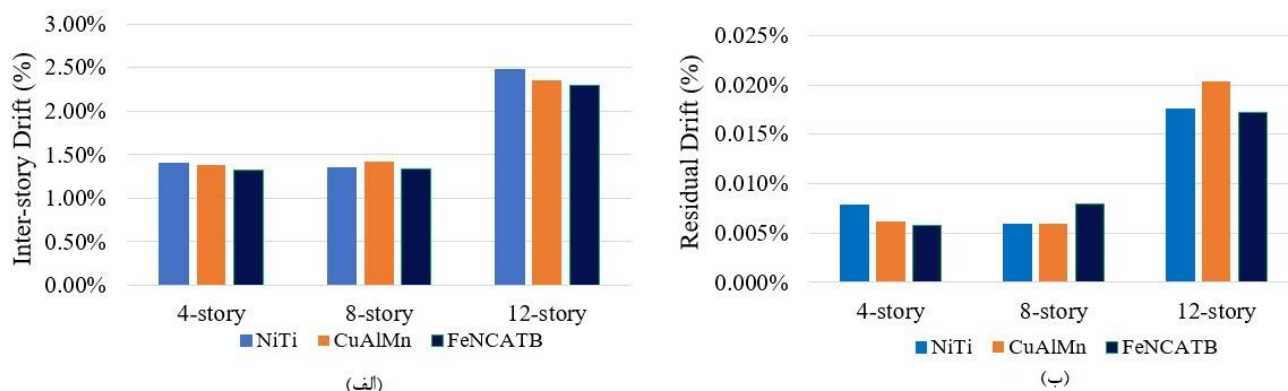


شکل ۹: نیمرخ تغییر مکان باقی مانده برای سطح حداکثر زلزله ی محتمل (الف) ۴ طبقه (ب) ۸ طبقه (ج) ۱۲ طبقه

تحلیل پاسخ لرزه‌ای نمونه‌های ساختمانی مختلف تحت سطح لرزه ای حداکثر (MCE) نشان می‌دهد که آلیاژ مس‌دار به طور مداوم عملکرد بهتری نسبت به سایر مواد دارد. شکل ۹ به طور واضح این روند را نشان می‌دهد و بیانگر آن است که آلیاژ مس‌دار در تمامی سازه‌ها از نظر تغییر مکان باقیمانده عملکرد بهتری از خود نشان می‌دهد. این نتیجه‌گیری با این واقعیت تقویت می‌شود که آلیاژ مس‌دار عملکرد برتر خود را هم در ساختمان‌های کم‌ارتفاع و میان‌مرتبه و هم در ساختمان‌های بلندمرتبه حفظ می‌کند. بنابراین، اثربخشی آلیاژ مس‌دار در کاهش تغییر مکان باقیمانده و بهبود کلی تاب‌آوری سازه‌ای ساختمان‌ها به خوبی ثابت شده است.

۵- نسبت تغییر مکان طبقاتی (IDR) و نسبت تغییر مکان طبقاتی باقیمانده ($RIDR$)

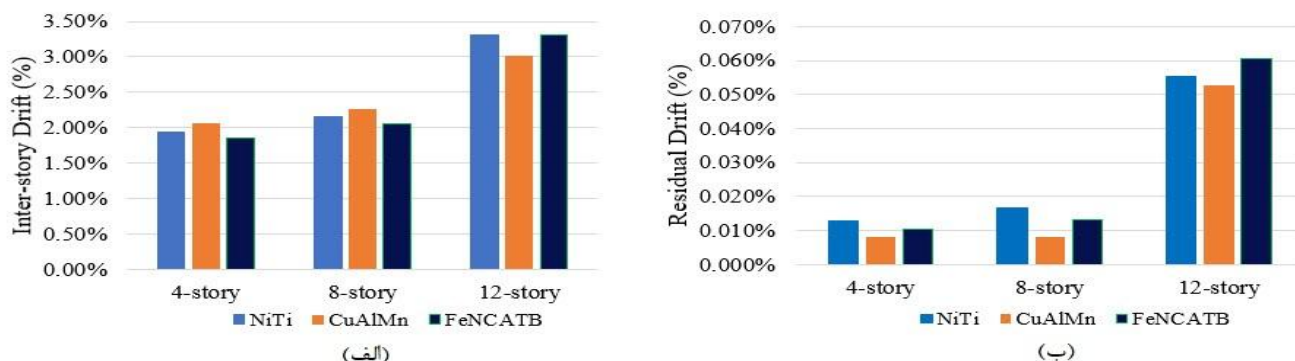
ارزیابی ساختمان‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه مجهز به سه دیوار برشی جفت شده با آلیاژ حافظه‌دار شکل (SMA) با در نظر گرفتن تغییر مکان نسبی طبقاتی (IDR) و تغییر مکان نسبی طبقاتی باقیمانده ($RIDR$) انجام شد. مقادیر IDR و $RIDR$ به دست آمده از سه پیکربندی آلیاژ حافظه‌دار در سطح لرزه طرح (DBE) در شکل ۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۱۰: نمودار سطح مبنای طراحی (الف) نسبت تغییر مکان طبقه (ب) نسبت تغییر مکان باقی مانده

تحلیل روندهای تغییر مکان نسبی طبقه (IDR) و تغییر مکان باقیمانده نسبی طبقه ($RIDR$) در یک ساختمان ۱۲ طبقه، افزایش قابل توجهی را در $RIDR$ نسبت به IDR نشان داده است. با این حال، یک تحلیل جامع از رفتار لرزه‌ای کل آلیاژها در پیکربندی‌های مختلف سازه‌ای نشان داده است که تفاوت در عملکرد آنها ناچیز است. به عنوان مثال، تغییرات IDR و $RIDR$ در بین هر سازه تقریباً یکسان است. همانطور که در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ نشان داده شده است، کاهش قابل توجهی در مقادیر تغییر شکل باقیمانده مشاهده شده است که این

امر به پتانسیل بازیابی قابل توجه این مواد نسبت داده می‌شود و آن‌ها را به گزینه‌ای جذاب برای بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها تبدیل می‌کند.



شکل ۱۱: نمودار سطح حداکثر زلزله ی محتمل (الف) نسبت تغییر مکان طبقه (ب) نسبت تغییر مکان طبقه باقی مانده

۶- تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)

تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی^۹ را می‌توان برای به دست آوردن پروفایل‌های زمانی دینامیکی دیوارهای برشی جفت شده بتنی به کار گرفت. تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی می‌تواند برآوردهای دقیقی از تقاضاهای لرزه‌ای ناشی از بار جانبی دینامیکی که سازه‌ها در رویدادهای لرزه‌ای با آن مواجه می‌شوند، ارائه دهد. روش IDA، که توسط لوکو و همکاران (۱۹۹۸) [۴۴] معرفی و توسط وامواتسیکوس و همکاران (۲۰۰۲) [۴۵] با جزئیات بیشتر تشریح شد، بر مبنای تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی برای ارزیابی رفتارهای غیرقابل بازیابی قابل توجه ساختمان‌ها استوار است. روش IDA شامل انجام مجموعه‌ای از تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی با استفاده از یک مدل اجزای محدود به خوبی کالیبره شده از سازه است. این تحلیل‌ها روی سوابق لرزه‌ای ثبت شده یا مصنوعی با شدت‌های مختلف انجام می‌شود. شدت‌های مختلف با دستکاری حرکت ورودی سطح زمین برای بررسی جامع کل طیف پدیده‌های لرزه‌ای، از واکنش‌های الاستیک تا خرابی کامل سازه‌ها، تعیین می‌شود.

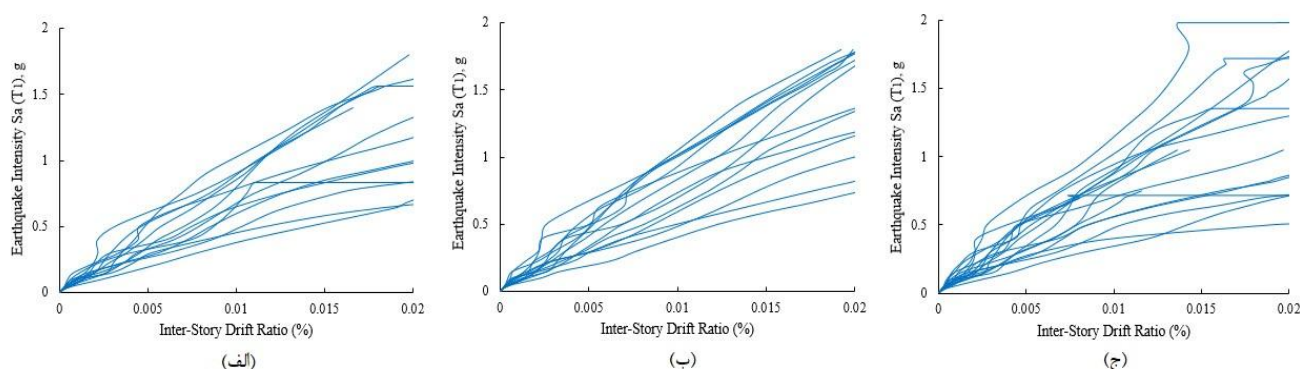
با به کارگیری تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی متنوع، می‌توان منحنی‌های IDA را به دست آورد که همبستگی بین پارامترهای عملکرد مهندسی (EDP) انتخاب شده و شدت زمین‌لرزه (IM) مرتبط با حرکات زمین را نشان می‌دهد. برای تسهیل اجرای IDA، شتاب طیفی (Sa) به عنوان IM برای تحلیل انتخاب می‌شود. همانطور که توسط نیلسون و همکاران (۲۰۰۷) [۴۶]، پدگت و همکاران (۲۰۰۸) [۴۷] و زلاسچی و همکاران (۲۰۱۴) [۴۸] تایید شده است، PGA به دلیل کفایت و کارایی آن به طور گسترده به عنوان IM بهینه برای ارزیابی لرزه‌ای شناخته می‌شود. مهم است که توجه داشته باشید که برای اطمینان از کفایت و کارایی PGA به عنوان یک IM مناسب برای اجرای آن در تحقیقات مشابه، به ویژه در زمینه تحلیل آسیب لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح با الیاف، ممکن است تحقیقات بیشتری مورد نیاز باشد. در این مطالعه، Sa به طور سیستماتیک از مقدار اولیه ۰/۵g شروع شده و با گام‌های ۰/۵g به تدریج افزایش می‌یابد تا به مقدار نهایی Sa مطلوب برسد. این تنظیم دقیق Sa برای در بر گرفتن طیف وسیعی از پاسخ‌های لرزه‌ای، از رفتار الاستیک تا رفتار غیر الاستیک، انجام می‌شود.

بزرگترین مقدار IM با بررسی نقطه شکست سازه‌ای، همانطور که با نقطه فروپاشی (شافعی و همکاران، ۲۰۱۱) [۴۹] در یک مدل اجزای محدود مشهود است، تعیین می‌شود. این مدل شامل بی ثباتی دینامیکی کلی است که منجر به بزرگنمایی قابل توجه و مصنوعی نسبت تغییرمکان به حداکثر مقدار آن می‌شود. برای ایجاد منحنی‌های IDA، تحلیل IDA مستلزم انتخاب و نظارت دقیق بر EDP های مختلف، به ویژه تقاضاهای تغییرمکان طبقاتی مرتبط با دیوارهای برشی جفت شده بتنی است. این مطالعه بر استفاده از تغییرمکان طبقاتی

⁹ NTHA

تمرکز دارد، که به عنوان یک عامل مهم در تحقیقات قبلی (اوما و همکاران، ۲۰۱۰ [۵۰]) شناخته شده است. این پارامترها برای نشان دادن موثر رفتار لرزه‌ای سازه‌های مورد بررسی جامع و رضایت‌بخش تلقی می‌شوند. این مطالعه، روش *IDA* را برای تمامی دیوارهای برشی جفت شده با استفاده از مجموعه از پیش تعیین شده‌ای شامل ده حرکت زمین، که در جدول ۴ شرح داده شده است، بررسی می‌کند.

شکل ۱۲ منحنی‌های *IDA* را برای یک دیوار برشی جفت شده ۸ طبقه با استفاده از مواد مختلف نشان می‌دهند. لازم به ذکر است که به دلیل حجم زیاد اطلاعات، فقط یافته‌های *IDA* برای سه مورد از مواد به طور کامل ارائه شده است.



شکل ۱۲: نمودارهای تحلیل فرایند دینامیکی و مصالح آن (الف) نیکل تیتانیوم (ب) آلومینیم (ج) آلومینیم بر پایه مس

۷- منحنی‌های شکنندگی

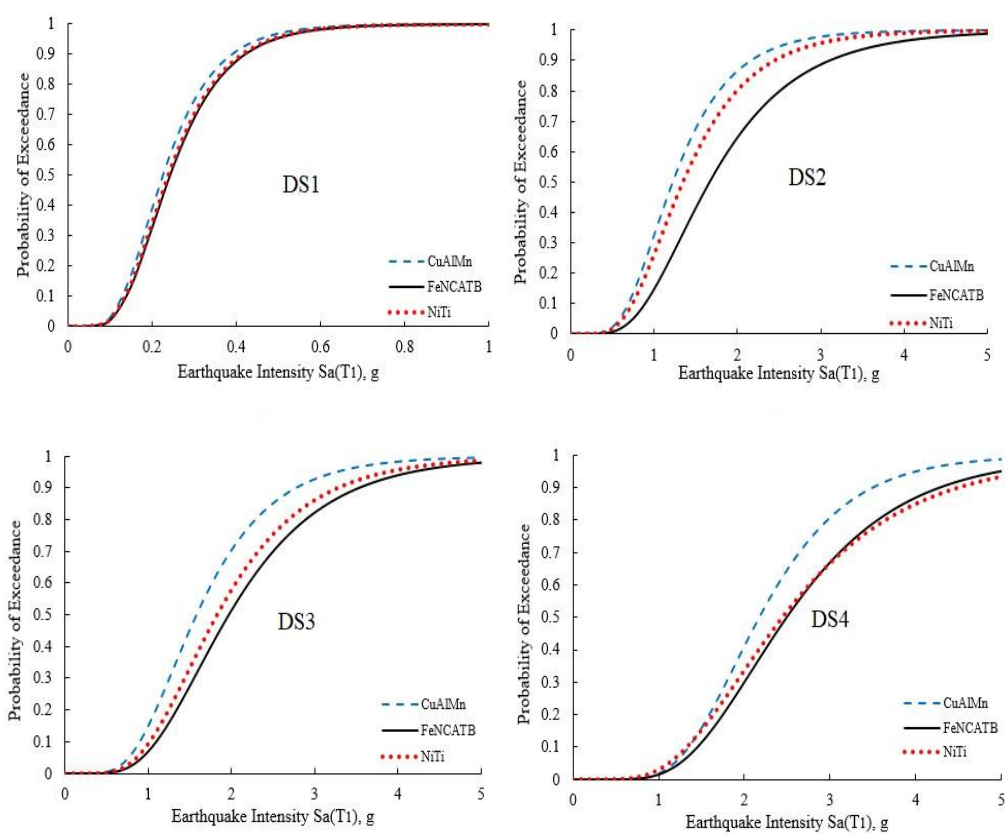
در تحلیل عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، ارزیابی آسیب‌پذیری به عنوان ابزاری ارزشمند برای برآورد احتمال فراتر رفتن آسیب سازه‌ای از یک آستانه خاص، با در نظر گرفتن شدت حرکت زلزله، شناخته می‌شود. این روش معمولاً برای ارزیابی سطح آسیب در اجزای سازه‌ای یا کل سازه با استفاده از شاخص‌هایی مانند تغییرمکان طبقاتی (*IDR*) یا تغییرمکان طبقاتی باقیمانده (*RIDR*) به کار گرفته می‌شود. شدت حرکت زمین نیز به طور معمول با استفاده از شاخص‌هایی مانند *PGA* (شتاب ماکزیمم زمین)، سرعت ماکزیمم زمین یا شتاب طیفی در دوره تناوبی بنیادی ساختمان *Sa(Tl)* کمی‌سازی می‌شود. طبق گفته ایروولینو و همکاران (۲۰۰۸) [۵۱]، استفاده از معیارهای *Sa(Tl)* برای ساخت منحنی‌های آسیب‌پذیری کارآمدتر است و در مقایسه با *PGA* منجر به کاهش عدم قطعیت در ارزیابی پاسخ تغییرمکان می‌شود. برای ایجاد منحنی‌های آسیب‌پذیری، تعیین دقیق حالات خرابی ضروری است. این حالات به صورت سطوح از پیش تعریف شده‌ای از خرابی اجزای سازه‌ای مشخص می‌شوند. به این منظور، پژوهشگران از حالات خرابی ذکر شده در دستورالعمل‌های انتشارات آژانس مدیریت اضطراری فدرال [۵۲]، همانطور که توسط بیرلی و همکاران (۲۰۱۱) [۵۳] پیشنهاد شده است، برای نشان دادن دقیق حالات خرابی متناظر با ستون‌های دیوار برشی بتنی استفاده خواهند کرد.

پارامتر تقاضا برای یک دیوار برشی بتن‌آرمه باریک را می‌توان با استفاده از یک عبارت عملیاتی برای این پارامتر مشخص کرد. منحنی‌های آسیب‌پذیری ایجاد شده در این مطالعه بر اساس توزیع تجمعی لگاریتمی نرمال است. نمایش ریاضی تابع آسیب‌پذیری را می‌توان در معادله (۲) یافت، همانطور که در این تحقیق گزارش شده است.

$$F(D) = \Phi\left(\frac{\ln(D/\theta)}{\beta}\right) \quad (2)$$

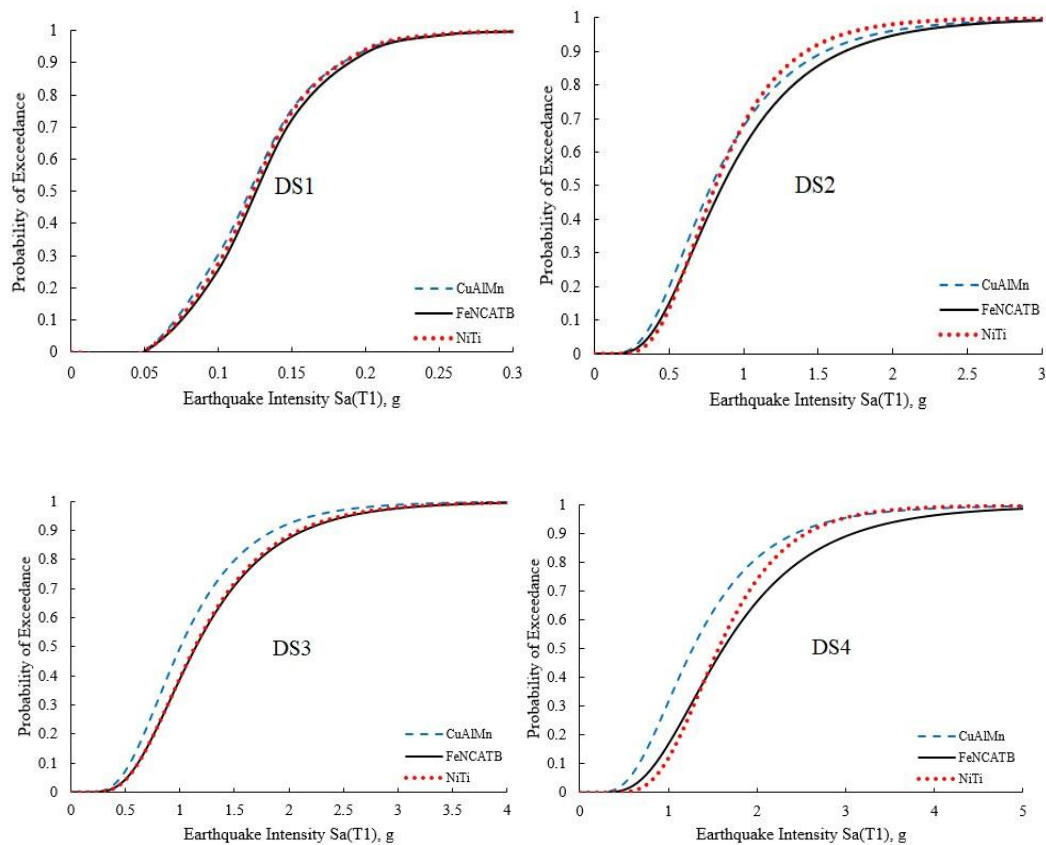
در این فرمول، D معرف پارامتر تقاضا است. از طرف دیگر، تابع Φ یک توزیع تجمعی لگاریتمی نرمال را نشان می‌دهد. پارامتر θ با میانگین مقدار آستانه آسیب مطابقت دارد، در حالی که β را می‌توان به عنوان انحراف معیار لگاریتمی در نظر گرفت. این مدل شامل تغییراتی است

¹⁰ FEMA P-58



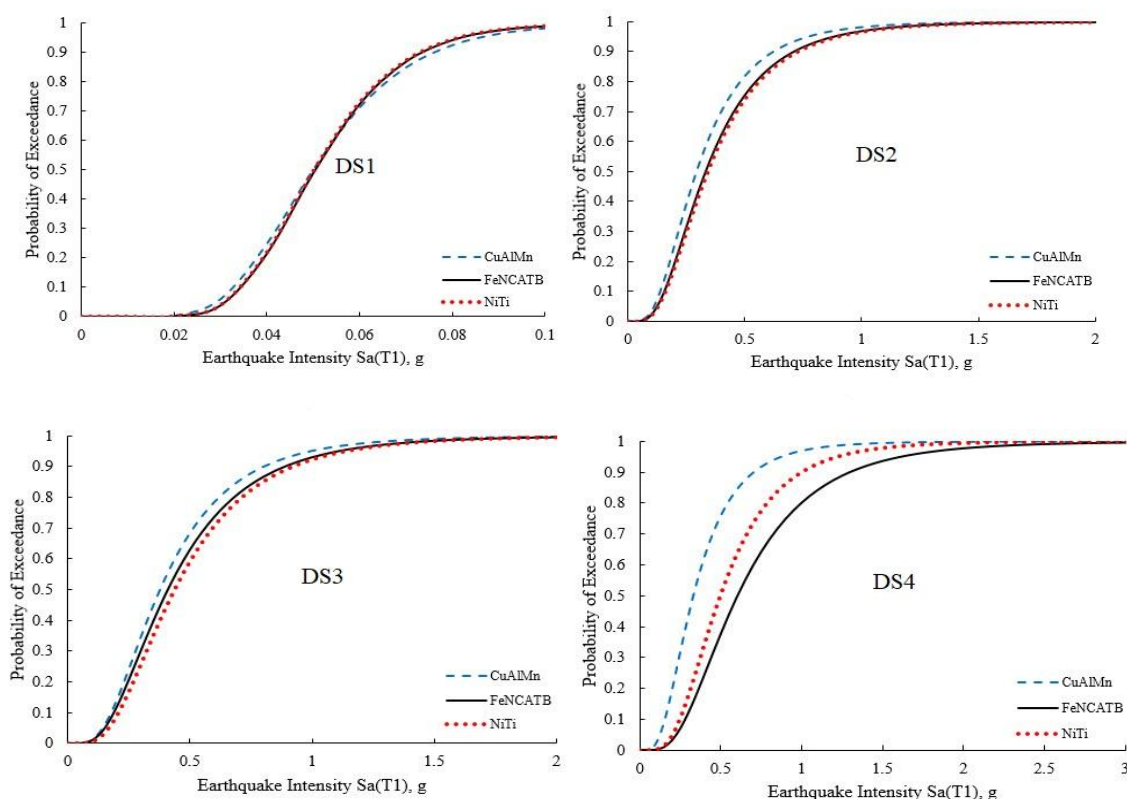
شکل ۱۳: مقایسه منحنی های شکننده برای سازه ۴ طبقه





شکل ۱۴: مقایسه منحنی های شکستنده برای سازه ۸ طبقه





شکل ۱۵: مقایسه منحنی های شکننده برای سازه ۱۲ طبقه

همانطور که مشهود است، منحنی های آسیب پذیری بر اساس نسبت تغییر مکان طبقاتی (IDR) نشان داده اند که آلیاژهای آهن دار در سناریوی خاصی نسبت به آلیاژهای مس دار عملکرد بهتری دارند. با این حال، آلیاژهای مس دار کارایی بیشتری را در فرآیندهای بازیابی پس از زلزله نشان داده اند.

۸- نتیجه گیری

۱. تحلیل تطبیقی تغییر مکان باقیمانده (RIDR) برای سطح لرزه‌ی طراحی (DBE) برای ارتفاعات مختلف ساختمان با استفاده از آلیاژهای مس دار و سایر نمونه‌های مشابه انجام شد. نتایج نشان می‌دهند که آلیاژهای مس دار با ارائه مقادیر RIDR باقیمانده‌ی ۰/۰۰۵٪ برای ساختمان ۴ طبقه، ۰/۰۰۵٪ برای ساختمان ۸ طبقه و ۰/۰۰۲٪ برای ساختمان ۱۲ طبقه، عملکرد بهتری نسبت به سایر آلیاژها دارند. تحلیل نتایج تغییر مکان باقیمانده نشان می‌دهد که آلیاژهای مس دار به دلیل پایین تر بودن مدول الاستیسیته، قادر به کاهش قابل توجه تغییر مکان باقیمانده در فرآیند بازیابی پس از زلزله هستند.
۲. به طور مشابه، یک تحلیل تطبیقی تغییر مکان باقیمانده برای سطح لرزه‌ی حداکثر محتمل (MCE) برای ارتفاعات مختلف ساختمان با استفاده از تمام آلیاژها انجام شد. نتایج این تحلیل نشان می‌دهد که آلیاژهای مس دار از نظر مقادیر RIDR باقیمانده و مسائل پس از زلزله مربوطه، به طور مداوم عملکرد بهتری نسبت به سایر آلیاژها دارند. به طور خاص، مقادیر RIDR باقیمانده مشاهده شده برای ساختمان ۴ طبقه، ۸ طبقه و ۱۲ طبقه به ترتیب ۰/۰۱٪، ۰/۰۰۸٪ و ۰/۰۰۵٪ بود.

۳. در سطح لرزه‌ی طراحی (*DBE*)، آلیاژهای آهن‌دار کمترین مقادیر نسبت تغییرمکان طبقاتی (*IDR*) را نشان می‌دهند. بر این اساس، برای دیوارهای برشی جفت شده بتنی مسلح ۴ طبقه، ۸ طبقه و ۱۲ طبقه، مقادیر *IDR* مربوطه به ترتیب ۱/۳۳، ۱/۳۴ و ۲/۲۹٪ است.
۴. در سطح لرزه‌ی حداکثر محتمل (*MCE*)، آلیاژهای آهن‌دار یک بار دیگر کمترین مقادیر نسبت تغییرمکان طبقاتی (*IDR*) را نشان می‌دهند. به طور خاص، برای دیوارهای برشی جفت شده بتنی مسلح ۴ طبقه، ۸ طبقه و ۱۲ طبقه، مقادیر *IDR* مربوطه به ترتیب ۱/۸۵، ۲/۰۵٪ و ۳/۳۰٪ است.
۵. ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای با استفاده از انتشارات آژانس مدیریت اضطراری فدرال نشان داد که در میان سه دیوار برشی جفت شده بتنی مسلح با آلیاژ حافظه‌دار که در این مطالعه مورد بررسی قرار گرفت، دیوار برشی جفت شده با آلیاژ آهن‌دار در کاهش آسیب‌پذیری لرزه‌ای نسبت به سایر دیوارهای برشی جفت شده با آلیاژ حافظه‌دار عملکرد بهتری دارد. این مشاهدات بر اساس تحلیل آسیب‌پذیری بر اساس تغییرمکان و نه بر اساس تغییرمکان باقیمانده است.
۶. آلیاژهای مس‌دار به دلیل قابلیت‌های استثنایی بازیابی پس از زلزله و مدول الاستیسیته پایین‌تر، عملکرد قابل توجهی را در دیوارهای برشی جفت شده بتنی مسلح نشان می‌دهند. این ویژگی‌ها آن‌ها را به یک جایگزین مناسب و مقرون به صرفه برای سایر آلیاژها در صنایع ساختمانی تبدیل می‌کند.

مراجع

- [1] Kawashima, K. (1997). The 1996 Japanese seismic design specifications of highway bridges and the performance-based design.
- [2] Song, G., Ma, N. and Li, H.-N. . (2006). Applications of shape memory alloys in civil structures. *Engineering Structures*, [online] 28(9), pp.1266–1274. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.12.010>
- [3] Alam, M.S., Nehdi, M. and Youssef, M.A. (2008). Shape memory alloy-based smart RC bridges: overview of state-of-the-art. *Smart Structures and Systems*, 4(3), pp.367–389. doi:<https://doi.org/10.12989/sss.2008.4.3.367>.
- [4] Gao, N., Jeon, J.-S., Hodgson, D.E. and DesRoches, R. (2016a). An innovative seismic bracing system based on a superelastic shape memory alloy ring. *Smart Materials and Structures*, 25(5), p.055030. doi:<https://doi.org/10.1088/0964-1726/25/5/055030>.
- [5] Gao, N., Jeon, J.-S., Hodgson, D.E. and DesRoches, R. (2016b). An innovative seismic bracing system based on a superelastic shape memory alloy ring. *Smart Materials and Structures*, 25(5), p.055030. doi:<https://doi.org/10.1088/0964-1726/25/5/055030>.
- [6] Araki, Y., Endo, T., Omori, T., Sutou, Y., Koetaka, Y., Kainuma, R. and Ishida, K. (2010). Potential of superelastic Cu-Al-Mn alloy bars for seismic applications. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(1), pp.107–115. doi:<https://doi.org/10.1002/eqe.1029>.
- [7] Cladera, A., Weber, B., Leinenbach, C., Czaderski, C., Shahverdi, M. and Motavalli, M. (2014). Iron-based shape memory alloys for civil engineering structures: An overview. *Construction and Building Materials*, 63, pp.281–293. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.04.032>.

- [8] 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*, 38(5), pp.578–592. doi:<https://doi.org/10.1007/bf02479550>.
- [9] Qian, H., Li, H., Song, G.-W., Chen, H.S., Ren, W. and Zhang, S.-N. (2010). Seismic Vibration Control of Civil Structures Using Shape Memory Alloys: A Review. doi:[https://doi.org/10.1061/41096\(366\)322](https://doi.org/10.1061/41096(366)322).
- [10] E. Effendy, Liao, W.-P., Song, G.-W., Mo, Y.J. and Loh, C.W. (2006). Seismic Behavior of Low-Rise Shear Walls with SMA Bars. doi:[https://doi.org/10.1061/40830\(188\)137](https://doi.org/10.1061/40830(188)137).
- [11] Almeida, J.P. de, Steinmetz, M., Rigot, F. and de Cock, S. (2020). Shape-memory NiTi alloy rebars in flexural-controlled large-scale reinforced concrete walls: Experimental investigation on self-centring and damage limitation. *Engineering Structures*, 220, p.110865. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110865>.
- [12] Abraik, E. and Youssef, M.A. (2021). Ductility and overstrength of shape-memory-alloy reinforced-concrete shear walls. *Engineering Structures*, 239, p.112236. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112236>.
- [13] Abraik, E. and M.A., Y. (2015). Cyclic performance of shape memory alloy reinforced concrete walls. In *Fifth International Workshop on Performance, Protection & Strengthening of Structures under Extreme Loading*.
- [14] Saiidi, M.S., O'Brien, M. and Sadrossadat-Zadeh, M. (2008). *Cyclic Response of Concrete Bridge Columns Using Superelastic Nitinol and Bendable Concrete*.
- [15] Saiidi, M.S. and Wang, H. (2006). Exploratory Study of Seismic Response of Concrete Columns with Shape Memory Alloys Reinforcement. *ACI Structural Journal*, 103(3). doi:<https://doi.org/10.14359/15322>.
- [16] Alam, M.S., Nehdi, M. and Youssef, M.A. (2009). Seismic performance of concrete frame structures reinforced with superelastic shape memory alloys. *Smart Structures and Systems*, 5(5), pp.565–585. doi:<https://doi.org/10.12989/sss.2009.5.5.565>.
- [17] Tazarv, M. and Saiidi, M.S. (2014). Reinforcing NiTi Superelastic SMA for Concrete Structures. *Journal of Structural Engineering*, 141(8). doi:[https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001176](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001176).
- [18] Nehdi, M., Alam, M.S. and Youssef, M.A. (2011). Seismic behaviour of repaired superelastic shape memory alloy reinforced concrete beam-column joint. *Smart Structures and Systems*, 7(5), pp.329–348. doi:<https://doi.org/10.12989/sss.2011.7.5.329>.
- [19] Youssef, M.A. and Elfeki, M.A. (2012). Seismic performance of concrete frames reinforced with superelastic shape memory alloys. *Smart Structures and Systems*, 9(4), pp.313–333. doi:<https://doi.org/10.12989/sss.2012.9.4.313>.

- [20] Ghassemieh M., Ghodratián S.M., Bahaari M.R. and Nojourni S.A. (2013). Seismic Enhancement of Coupled Shear Walls Using Shape Memory Alloys. *Journal of civil engineering and science*, 2(2), pp.93–101.
doi:<https://doi.org/10.5963/jces0202006>.
- [21] Shiravand, M.R., Khorrami Nejad, A. and Bayanifar, M.H. (2017). Seismic response of RC structures rehabilitated with SMA under near-field earthquakes. *Structural Engineering and Mechanics*, [online] 63(4), pp.497–507.
doi:<https://doi.org/10.12989/sem.2017.63.4.497>.
- [22] Azariani, H.R., Esfahani, M.R. and Shariatmadar, H. (2018). Behavior of exterior concrete beam-column joints reinforced with Shape Memory Alloy (SMA) bars. *Steel and Composite Structures*, [online] 28(1), pp.83–98.
doi:<https://doi.org/10.12989/scs.2018.28.1.083>.
- [23] Hamdaoui K., Zahira Benadla, Houssameddine Chitaoui and Mohammed Elamine Benallal (2019). Dynamic behavior of a seven century historical monument reinforced by shape memory alloy wires. *Smart Structures and Systems*, 23(4), p.337. doi:<https://doi.org/10.12989/sss.2019.23.4.337>.
- [24] Wang, B., Zhu, S., Zhao, J. and Jiang, H. (2019). Earthquake resilient RC walls using shape memory alloy bars and replaceable energy dissipating devices. 28(6), pp.065021–065021. doi:<https://doi.org/10.1088/1361-665x/ab1974>.
- [25] McKenna, F. (2016). OpenSees: A Framework for Earthquake Engineering Simulation. *Computing in Science & Engineering*, 13(4), pp.58–66. doi:<https://doi.org/10.1109/mcse.2011.66>.
- [26] Jeong, S., Kim, K.-H.E., Lee, Y., Yoo, D., Hong, K. and Jung, D. (2022). Compressive behavior of concrete confined with iron-based shape memory alloy strips. *Earthquakes and Structures*, [online] 23(5), pp.431–444. <http://www.techonpress.org/content/?page=article&journal=eas&volume=23&num=5&ordernum=3> [Accessed 29 Feb. 2024].
- [27] Beiraghi H. (2019). Earthquake effect on the concrete walls with shape memory alloy reinforcement. *Smart Structures and Systems*, 24(4), pp.491–506. doi:<https://doi.org/10.12989/sss.2019.24.4.491>.
- [28] Zheng, Y., Dong, Y., Chen, B. and Ghazanfar Ali Anwar (2019). Seismic damage mitigation of bridges with self-adaptive SMA-cable-based bearings. *Smart Structures and Systems*, 24(1), pp.127–139.
doi:<https://doi.org/10.12989/sss.2019.24.1.127>.
- [29] Ghasemitabar A., Mokari Rahmdel J. and Shafei E. (2020). Cyclic performance of RC beam-column joints enhanced with superelastic SMA rebars. *Computers and Concrete*, 25(4), pp.293–302.
doi:<https://doi.org/10.12989/cac.2020.25.4.293>.
- [30] Jeong, S. and Jung, D. (2022). Hysteretic Behavior Evaluation of Reinforced Concrete Columns Retrofitted with Iron-based Shape Memory Alloy Strips. *Han'gug jeonsan gujo gonghaghoe nonmunjib*, 35(5), pp.287–297.
doi:<https://doi.org/10.7734/coseik.2022.35.5.287>.

- [31] Hoult, R. and Pacheco, J. (2022). From experimental strain and crack distributions to plastic hinge lengths of RC walls with SMA rebars. *Engineering Structures*, 268, pp.114731–114731. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114731>.
- [32] ASCE. (2013) American Society of Civil Engineering. *Minimum design loads for buildings and other structures*. ASCE 7-10. Reston Va: ASCE.
- [33] ACI Committee (2008). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary.
- [34] PEER (Pacific Earthquake Engineering Research). (2017). *Guidelines for Performance-based Seismic Design of Tall Buildings*. Berkeley, CA: PEER.
- [35] Yassin, M.H. (1994). *Yassin, M. H. 1994. Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cycling loads*. Berkeley, CA: Univ. of California.
- [36] Hognestad E. (1951). A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members: A Report of an Investigation Conducted by the Engineering Experiment Station, University of Illinois, Under the Auspices of the Engineering Foundation, Through the Reinforced Concrete Research Council. *University of Illinois Urbana-Champaign*.
- [37] Razvi, S.R. and Saatcioglu, M. (1992). Strength and Ductility of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 118(6), pp.1590–1607. doi:[https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1992\)118:6\(1590\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1992)118:6(1590)).
- [38] Marafi, N.A., Ahmed, K.A., Lehman, D.E. and Lowes, L.N. (2019). Variability in Seismic Collapse Probabilities of Solid- and Coupled-Wall Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 145(6), p.04019047. doi:[https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0002311](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002311).
- [39] Graesser, E.J. and F.A. Cozzarelli (1991). Shape-Memory Alloys as New Materials for Aseismic Isolation. *Journal of Engineering Mechanics-asce*, 117(11), pp.2590–2608. doi:[https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(1991\)117:11\(2590\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(1991)117:11(2590)).
- [40] Casciati, S., Faravelli, L. and Vece, M. (2016). Investigation on the fatigue performance of Ni-Ti thin wires. *Structural Control and Health Monitoring*, 24(1), p.e1855. doi:<https://doi.org/10.1002/stc.1855>.
- [41] Paulay, T. and Priestley, M. (1993). Stability of Ductile Structural Walls. *ACI Structural Journal*, 90(4). doi:<https://doi.org/10.14359/3958>.
- [42] Abraik, E. and Assaf, J. (2021). Impact of ground motion duration on concrete shear walls reinforced with different types of shape memory alloy rebars. *Structures*, 33, pp.2739–2754. doi:<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.06.039>.
- [43] FEMA P-695 Quantification of building seismic performance factors. (2009). Applied Technology Council.
- [44] Luco, N. and Cornell, C.A. (1998). Effects of random connection fractures on the demands and reliability for a 3-story pre-Northridge SMRF structure. *In Proceedings of the 6th US national conference on earthquake engineering*.

- [45] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002). Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Spectra*, 20(2), pp.523–553. doi:<https://doi.org/10.1193/1.1737737>.
- [46] Nielson, B.G. and DesRoches, R. (2007). Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(6), pp.823–839. doi:<https://doi.org/10.1002/eqe.655>.
- [47] Padgett, J.E., Nielson, B.G. and DesRoches, R. (2008). Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(5), pp.711–725. doi:<https://doi.org/10.1002/eqe.782>.
- [48] Zelaschi, Monteiro, R., Marques and Pinho, R. (2014). Comparative analysis of intensity measures for reinforced concrete bridges.
- [49] Shafei B., Zareian F. and Lignos, D.G. (2011). A simplified method for collapse capacity assessment of moment-resisting frame and shear wall structural systems. *Engineering Structures*, 33(4), pp.1107–1116. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.12.028>.
- [50] Uma, S.R., Pampanin, S. and Christopoulos, C. (2010). Development of Probabilistic Framework for Performance-Based Seismic Assessment of Structures Considering Residual Deformations. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(7), pp.1092–1111. doi:<https://doi.org/10.1080/13632460903556509>.
- [51] Iervolino, I. and Manfredi, G. (2008). A review of ground motion record selection strategies for dynamic structural analysis. *Modern Testing Techniques for Structural Systems*, pp.131-163.
- [52] FEMA P-58-1 (2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings, Methodology, Volume 1, September 2012. Applied Technology Council: Redwood City, CA*
- [53] Birely, A., Lowes, L. and Kehman, D. (n.d.) (2011). Fragility functions for slender reinforced concrete walls. *Background Document: Vol. FEMA P, 58*.
- [54] Ji, X., Liu, D., Sun, Y. and Molina Hutt, C. (2016). Seismic performance assessment of a hybrid coupled wall system with replaceable steel coupling beams versus traditional RC coupling beams. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(4), pp.517–535. doi:<https://doi.org/10.1002/eqe.2801>.