

ارتقای تاب آوری دیوار برشی بتن آرمه با استفاده از المان تعویض پذیر کمانش تاب

سید علی رضوی طباطبائی^{۱*}، علی مردانی^۲

۱-استادیار، دانشگاه علم و فرهنگ تهران

۲-دانشجو، دانشگاه علم و فرهنگ تهران

*تهران، صندوق پستی ۱۳۱۴۵۸۷۱، arazavi@usc.ac.ir

چکیده

دیوار برشی دیواری است که برای مقاومت در برابر اثر توأم تلاش محوری، تلاش خمشی و تلاش برشی ناشی از بارهای قائم و بار زلزله طراحی می شود. سیستم های باربر لرزه ای دیوار برشی بتن آرمه، با توجه به شکل پذیری زیاد و سختی بالا به طور گسترده ای در سازه های بلند اعم از فولادی و بتنی استفاده می شوند. این نوع سیستم های باربر لرزه ای، در زلزله ها عملکرد مناسبی از خودشان نشان داده اند. اما عمده مشکل این نوع دیوارها خرابی و خردشدگی بتن در پای دیوار و کمانش آرماتورهای این ناحیه است، که تعمیر و بهبودپذیری سازه ها را بعد از زلزله دچار مشکل می کند و حتی در مواردی سازه را به طور کلی از سرویس پذیری خارج می کند. اگر یک قطعه تعویض پذیر در پای دیوار که تمرکز خرابی در آن ناحیه است قرار داده شود، عملکرد سازه به مقدار قابل توجهی بهبود می پذیرد و باعث می شود با جایگزین کردن سریع قطعه تعویض پذیر جدید، هزینه ها و مدت زمان تعمیر سازه بعد از زلزله به مقدار قابل توجهی کاهش یابد و سازه به یک سازه تاب آور تبدیل شود. در این تحقیق عملکرد یک قطعه تعویض پذیر فولادی در پای دیوار برشی بتن آرمه در سازه های فولادی بررسی و با نمونه دیوار برشی بتن آرمه متداول مقایسه شده است. به همین منظور قاب های ۶ و ۱۲ طبقه با سیستم باربر جانبی دیوار برشی بتن آرمه با و بدون المان مرزی فولادی در نرم افزار Seismostruct 2020 مدل شده اند و تحلیل های غیرخطی همچون تاریخچه زمانی دینامیکی و دینامیکی افزایشی روی قاب ها انجام شده است. در این پژوهش پارامترهای طراحی همچون ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار سازه با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی محاسبه شده اند. همچنین منحنی های هیستریزس قاب های ۶ و ۱۲ طبقه در هر دو حالت ترسیم و سطح زیر منحنی ها محاسبه شده است. نتایج نشان داد با اضافه شدن المان مرزی فولادی به دیوار برشی بتن آرمه رفتار سازه بهبود یافته و شکل پذیری افزایش می یابد به نحوی که ضریب رفتار قاب مجهز به مهاربند کمانش تاب در ساختمان ۶ طبقه، ۳۰ درصد و در ساختمان ۱۲ طبقه ۲۰ درصد افزایش یافت.

واژگان کلیدی

دیوار برشی بتن آرمه، تاب آوری، المان مرزی فولادی، شکل پذیری، قطعه تعویض پذیر، کمانش تاب

Enhancing the resilience of reinforced concrete shear walls using replaceable buckling-restrained elements

S.Ali Razavi, Ali Mardani

Abstract

Reinforced-Concrete Shear Wall (RCSW) is a common lateral resisting system especially in mid and high-rise structures. This popularity among engineers is due to high ductility and in-plane stiffness of the RCSWs. RCSWs have shown good performance as seismic load-bearing systems in past earthquakes. However, the main disadvantage of RCSWs is the crushing of concrete at the foot of the wall and as a result the buckling of the reinforcement in this area, which makes it difficult and, in some cases, impossible to repair after the earthquake. As a solution, using Buckling-Restrained Brace (BRB) as boundary elements at the base of the RCSWs is proposed and investigated in this research. For this purpose, two sets of 6 and 12-storey structures with conventional RCSW and BRB-RCSW as lateral resisting system were designed, and their seismic response were assessed through static (monotonic and cyclic), dynamic Nonlinear Time History (NLTH) and Incremental Nonlinear Dynamic Analyses (NIDA). The results indicate improved structural performance and an increase of response modification factor from 4.4 in conventional RCSW to 5.47 in RCSW-BRB. Furthermore, the proposed system prevents the induced damage at the foot of the RCSW while the replaceable BRBs act as the fuses, increasing the resiliency of the structure. So that the behavior factor of the frame equipped with buckling-restrained braces increased by 30 percent in the 6-story building and 20 percent in the 12-story building.

Keywords

Reinforced concrete shear wall, Resilient, Steel boundary element, Ductility, Replaceable element, Buckling-restrained

با نیروهای جانبی وارد بر یک سازه (باد یا زلزله) به طرق مختلف مقابله می‌شود. اثر زلزله بر ساختمان‌ها از سایر اثرات وارد بر آن‌ها به دلیل پیچیده‌تر و شدیدتر بودن نیروهای ناشی از زلزله متفاوت‌تر است. عناصر مقاوم در مقابل نیروهای فوق شامل قاب خمشی، دیوار برشی، مهاربند و یا ترکیبی از آن سه می‌باشد. استفاده از قاب خمشی به عنوان عنصر مقاوم در مقابل نیروهای جانبی احتیاج به جزئیات و الزامات خاصی دارد که برای تأمین شکل‌پذیری بالاتر، این الزامات به مراتب سخت‌تر است. این الزامات از لحاظ اجرایی غالباً پیچیده بوده و در صورتی می‌توان از اجرای دقیق آن‌ها مطمئن بود که کیفیت اجرا و نظارت در کارگاه بالا باشد. دیوارهای برشی نیز از تعریف بالا مستثنی نبوده و در زلزله‌های رخ داده در مناطق مختلف دنیا علاوه بر عملکرد مناسب خود، مشکلاتی بعد از زلزله به همراه داشته‌اند که تعمیر و سرویس‌پذیری سازه کلی را بعد از زلزله دچار وقفه کرده است. بنابراین لازم است نوع جدیدی از دیوار برشی که مشکلات قبلی را برطرف کرده، معرفی شود. این نوع دیوارهای برشی که نواقص قبلی را برطرف کرده‌اند به سیستم‌های تاب‌آور^۱ معروف هستند. یکی از راه‌حل‌های تاب‌آوری تعویض المان مرزی آسیب‌دیده است. در این تحقیق نوع جدیدی از این دیوار برشی تاب‌آور مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته است. تفاوت این دیوار برشی با سایر دیوارهای برشی تاب‌آور در نوع قطعه تعویض‌پذیر و استفاده از این دیوار در سازه‌های فولادی است. استفاده از دیوار برشی بتن‌آرمه به جای دیوار برشی فولادی در سازه‌های فولادی این مزیت را دارد که دیوار برشی فولادی حتی با ضخامت‌های کم، مقاومت بالا از خود نشان داده‌اند ولی به دلیل ضخامت کم، کماتش در آن‌ها رخ داده است. بنابراین برای جلوگیری از کماتش باید ضخامت دیوار را بالا برد که بدین ترتیب نیروی جذب‌شده توسط آن افزایش می‌یابد و بلید از المان‌های مرزی قوی‌تر استفاده کرد که صرفه اقتصادی ندارد. تاکنون انواع مختلفی از دیوار برشی تاب‌آور معرفی شده است. این دیوارها شامل دیوار برشی گهواره‌ای^۲ [۲]، دیوار برشی مرکزگرا^۳ با المان‌های اصطکاکی [۳]، دیوار برشی با قطعه

تعویض‌پذیر در تیر پیوند و پای دیوار^۴ [۴] هستند. دیوار برشی گهواره‌ای اجازه می‌دهد با واردشدن نیروی جانبی زلزله، سازه حول پایه نوسان کند و نیروی برشی واردشده حول این نقطه مستهلک شود و اجزای سازه وارد ناحیه غیرخطی نشوند. آنچه در این سیستم باربر جانبی حائز اهمیت است، کنترل جابه‌جایی‌های این سیستم به گونه‌ای است که احتمال برخورد سازه با سازه‌های مجاور وجود نداشته باشد. دیوار برشی مرکزگرا با المان‌های اصطکاکی نوع دیگری از سیستم تاب‌آور است. کنترل استهلاک انرژی و جابه‌جایی در المان اصطکاکی با شل و سفت کردن پیچ‌ها انجام می‌شود. در سیستم دیوار برشی قطعه تعویض‌پذیر در تیر پیوند و پای دیوار نواقص دیوار برشی با تیر پیوند مرسوم رفع شده، به گونه‌ای که در تیر پیوند و پای دیوار قطعه قابل تعویض قرار داده شده است تا دیوار به صورت تاب‌آور عمل کند. مهاربندهای کماتش‌تاب^۵ برای اولین بار در ژاپن به عنوان یک نسخه بهبودیافته از مهاربندهای محوری معمولی معرفی شدند [۵]. واتاناب و همکاران^۶ از لوله‌های فولادی مستطیلی با ملات پر شده و مواد جداکننده بهینه برای مهار تسلیم هسته فولادی پوشیده‌شده با ملات استفاده کردند. نتایج به دست آمده از بررسی‌های آن‌ها نشان داد که مهاربندها قادر به نشان دادن رفتار هیستریزیس پایدار و متقارن در هر دو قسمت کششی و فشاری هستند. مهاربندها همچنین می‌توانند به اشکال مختلف مانند پوشش‌های مختلف، از جمله پوشش‌های فولادی، فولادی-بتنی، و پوشش‌های بتنی پیچیده‌شده با الیاف کربن^۷ باشند [۶-۸]. نوع دیگری از مهاربندهای کماتش‌تاب به نام مهاربند کماتش‌تاب با طول کاهش‌یافته، گونه‌ای از مهاربند است که می‌تواند سختی بالاتری را ایجاد کند و منجر به کاهش جابه‌جایی سازه شود [۹].

همان‌طور که در قسمت قبلی ذکر شد، مشکل اصلی در دیوارهای برشی بتن‌آرمه، تمرکز آسیب در پای دیوارها است. المان‌های مرزی دیوارها بیش‌ترین آسیب را در سیستم دارند، از این رو، جایگزینی عناصر مرزی با مستهلک‌کننده‌های انرژی می‌تواند از این موضوع جلوگیری کند. استفاده از مهاربندهای کماتش‌تاب به عنوان عنصر مرزی دیوارهای برشی بتن‌آرمه در

⁴ Shear Wall with Replacable Coupling Beam and Corner Component

⁵ Buckling Restrained Brace (BRB)

⁶ Watanabe et al

⁷ Carbon Fiber Reinforced Polymer

¹ Resilient

² Rocking Wall

³ Self-Centering Wall



کمانش هسته فولادی از غلافی که هسته فولادی را در بر گرفته کمک گرفته شده است. این قطعه فولادی، مهاربند کمانش تاب می باشد که در پایین ترین تراز دیوار از یک طرف به صفحه فونداسیون و از طرف دیگر به المان مرزی فولادی بالای خود با استفاده از اتصال پیچ و مهره ای متصل شده است. اتصال پیچ و مهره ای به دلیل سهولت تعویض قطعه تعویض پذیر بعد از زلزله است. جزئیات بیش تر این مهاربند کمانش تاب و نحوه اتصال آن به دیوار برشی بتن آرمه در شکل (۲) و (۳) آورده شده است.



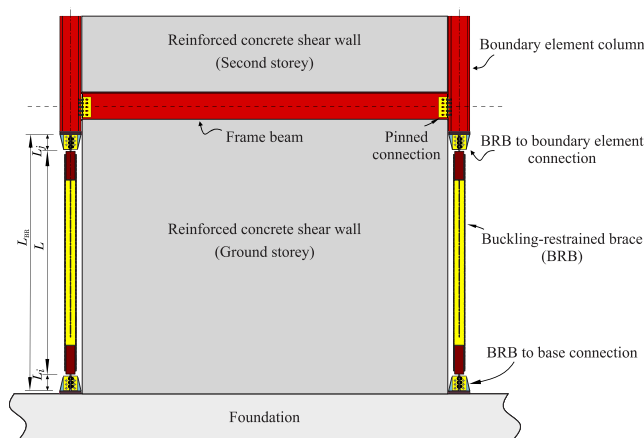
شکل ۱- خردشدگی بتن و کمانش آرماتورهای این ناحیه [۱]

به منظور حفظ ظرفیت باربری محوری مهاربند کمانش تاب صرفاً برای بار زلزله و عدم اشغال شدن آن توسط بارهای ثقلی، توصیه می شود این مهاربندها بعد از اتمام اکثر بار مرده ساختمان نصب گردد. همچنین با توجه به نقش کلیدی دیوار در تحمل بار جانبی، اتصال تیر به ستون دهانه دیوار برشی برای تحمل اندرکنش نیروی محوری و برش باید طراحی گردد.

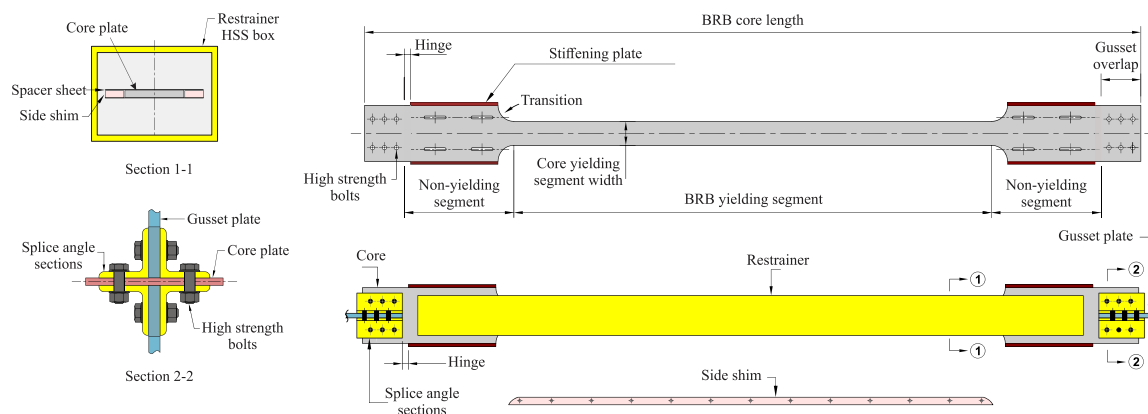
این مقاله مورد مطالعه قرار گرفت. مهاربندها می توانند انتخاب مناسبی باشند زیرا رفتار هیستریزس عالی از خود نشان می دهند. بنابراین، دیوار برشی بتنی مسلح با مهاربند کمانشی، یک سیستم مقاوم جانبی خواهد بود. پاسخ لرزه ای سازه ها با دیوار برشی بتنی به همراه مهاربند از طریق تحلیل های استاتیکی و دینامیکی سری بر روی قاب های دوبعدی به عنوان نماینده ای از سیستم مقاوم جانبی ارزیابی شد. برای اطمینان از صحت تحلیل ها، یک سری مدل های مهاربند کمانش تاب، دیوار برشی بتن آرمه و دیوار برشی بتن آرمه همراه با مهاربند کمانش تاب در مقیاس کوچک توسعه و اعتبارسنجی شدند. استاتیک و تحلیل در دو فرمت مختلف انجام شد. به عبارت دیگر، آنالیزهای استاتیکی در قالب یکنواخت و چرخه ای افزایشده انجام شد، در حالی که تحلیل های تاریخچه زمانی در شدت های مختلف صورت گرفت. مقایسه کمی پاسخ لرزه ای سازه ها از طریق پارامترهای پاسخ محاسباتی مانند ضریب اضافه مقاومت، شکل پذیری و ضریب اصلاح پاسخ لرزه ای به دست آمد. پارامترهای دیگری مانند جابه جایی و برش پایه نیز در بخش های زیر گزارش شده است.

۲- معرفی طرح پیشنهادی

سیستم دیوار برشی با المان مرزی فولادی تعویض پذیر که به صورت تاب آور عمل کرده و موضوع این تحقیق می باشد، به این صورت است که از یک دیوار برشی بتن آرمه که در سازه فولادی قرار گرفته تشکیل شده است. در قسمت پایین دیوار که تمرکز خرابی ها به صورت خردشدگی بتن و کمانش آرماتورهای این ناحیه وجود دارد [۱۰-۱۲] (شکل (۱))، از یک قطعه فولادی دارای هسته مرکزی تسلیمی و دو قسمت غیرتسلیمی که به هسته فولادی متصل است تشکیل شده است. برای جلوگیری از



شکل ۲- به کارگیری مهاربند کمانش تاب در سیستم دیوار برشی



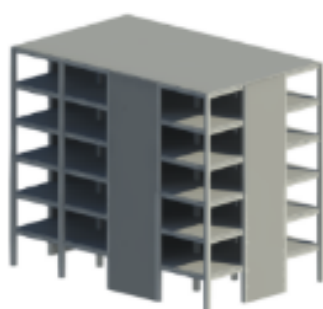
شکل ۳- جزئیات مهاربند کمانش تاب و اتصال آن به دیوار

جدول‌های (۲) الی (۴) برای ساختمان‌های ۶ و ۱۲ طبقه آمده است.

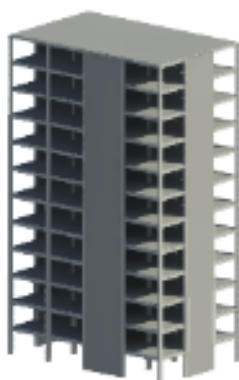
۳- مدل‌سازی اجزای محدود

۳-۱- معرفی ساختمان مورد بررسی

دو ساختمان با ارتفاع متفاوت یعنی سازه‌های فولادی ۶ و ۱۲ طبقه با سیستم باربر لرزه‌ای دیوار برشی بتنی معمولی و دیوار برشی بتنی همراه با مهاربند کمانش تاب بر اساس مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ [۱۳] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران ویرایش ۱۴۰۱ [۱۴] و استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله [۱۵] طراحی شده است. سازه‌ها در منطقه‌ای با لرزه‌خیزی بالا با شتاب پایه طراحی (A) برابر ۰/۳۵ و نوع خاک (II) در نظر گرفته شد. ارتفاع طبقات برابر با ۳/۴ متر لحاظ شد. از فولاد با مقاومت تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال برای پروفیل‌های فولادی و از میلگردهای فولادی AII و AIII با مقاومت تسلیم ۴۰۰ و ۳۰۰ مگاپاسکال برای آرماتورهای طولی و عرضی استفاده شد. مقاومت بتن ۲۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شد. نمای کلی سازه در شکل (۴) نشان داده شده و بارهای ثقلی اعمال‌شده در جدول (۱) فهرست شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۴- (الف): ساختمان ۶ طبقه (ب): ساختمان ۱۲ طبقه

پروفیل‌های فولادی با مقاطع I شکل برای تیر و المان مرزی دیوار برشی بتن آرمه انتخاب شدند. همچنین مقاطع قوطی شکل برای ستون‌های ثقلی و سطح مقطع هسته مورد نیاز برای مهاربندهای کمانش تاب استخراج شد. دیوار برشی بتن آرمه بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۹ [۱۳] و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱۵] به عنوان دیوار برشی ویژه طراحی شده است. مقاطع سازه‌ای طراحی شده به ترتیب در

جدول ۱- بارهای ثقلی اعمال شده به سازه

بار دیوار (kg/m)	بار زنده (kg/m ²)	بار مرده سقف (kg/m ²)	بار مرده (kg/m ²)	طبقه
950	200	250	240	طبقات
400	200	300	240	بام

جدول ۲- مقاطع سازه ۶ طبقه

دیوار برشی - $t(\rho_h(\%) - \rho_l(\%))^*$	المان مرزی	ستون	تیر	طبقه
500 (0.76 - 1.67)	1.5×1+2PL420×PL420	25×450×450	2×1.5+2PL300×PL350	1
500 (0.67 - 1.67)	1.5×1+2PL420×PL420	25×450×450	2×1.5+2PL300×PL350	2
500 (0.55 - 1.67)	1.5×1+2PL420×PL420	25×450×450	2×1.5+2PL300×PL350	3
500 (0.29 - 1.67)	1.5×1+2PL420×PL420	25×400×400	2×1.5+2PL300×PL350	4
500 (0.25 - 1.67)	1.5×1+2PL420×PL420	25×400×400	2×1.5+2PL300×PL350	5
500 (0.25 - 1.67)	1.5×1+2PL420×PL420	25×400×400	2×1.5+2PL300×PL350	6

جدول ۳- مقاطع سازه ۱۲ طبقه

دیوار برشی - $t(\rho_h(\%) - \rho_l(\%))^*$	المان مرزی	ستون	تیر	طبقه
600 (1.06 - 7.91)	PL570×30+2PL600×40	500×500×25	PL350×15+2PL300×20	1
600 (1.06 - 7.91)	PL570×30+2PL600×40	500×500×25	PL350×15+2PL300×20	2
600 (0.96 - 7.91)	PL570×30+2PL600×40	500×500×25	PL350×15+2PL300×20	3
600 (0.96 - 7.91)	PL500×15+2PL500×20	450×450×25	PL350×15+2PL300×20	4
600 (0.85 - 7.91)	PL500×15+2PL500×20	450×450×25	PL350×15+2PL300×20	5
600 (0.71 - 7.91)	PL500×15+2PL500×20	450×450×25	PL350×15+2PL300×20	6
600 (0.61 - 7.91)	PL420×10+2PL420×15	400×400×25	PL300×10+2PL200×15	7
600 (0.40 - 7.91)	PL420×10+2PL420×15	400×400×25	PL300×10+2PL200×15	8
600 (0.27 - 7.91)	PL420×10+2PL420×15	400×400×25	PL300×10+2PL200×15	9
600 (0.25 - 7.91)	PL420×10+2PL420×15	350×400×20	PL300×10+2PL200×15	10
600 (0.25 - 7.91)	PL420×10+2PL420×15	350×400×20	PL300×10+2PL200×15	11
600 (0.25 - 7.91)	PL420×10+2PL420×15	350×400×20	PL300×10+2PL200×15	12

* مشخصات دیوار برشی: t : ضخامت دیوار برشی، $\rho(t)$: درصد آرماتور برشی و $\rho(l)$: درصد آرماتور طولی



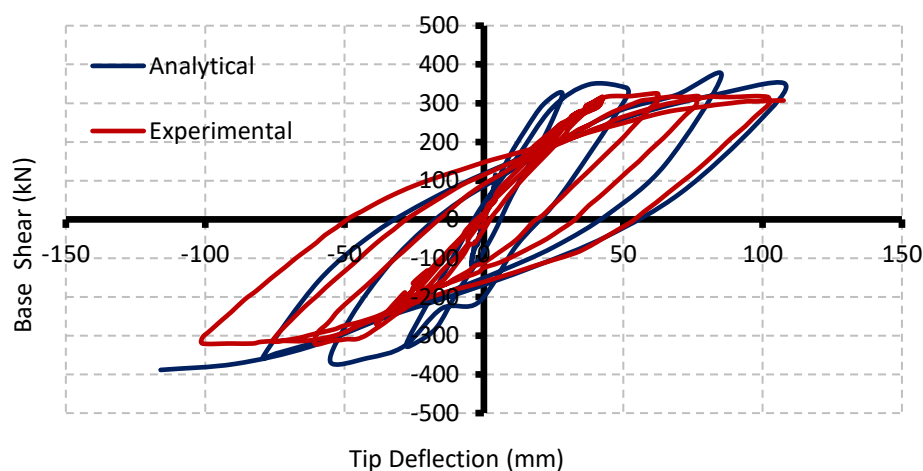
جدول ۴- مشخصات مهاربند کمانش تاب

مساحت مقطع (mm ²)	قطر مقطع (mm)	سازه
۸۶۵۹	۱۰۵	۶ طبقه
۱۷۲۰۳	۱۴۸	۱۲ طبقه

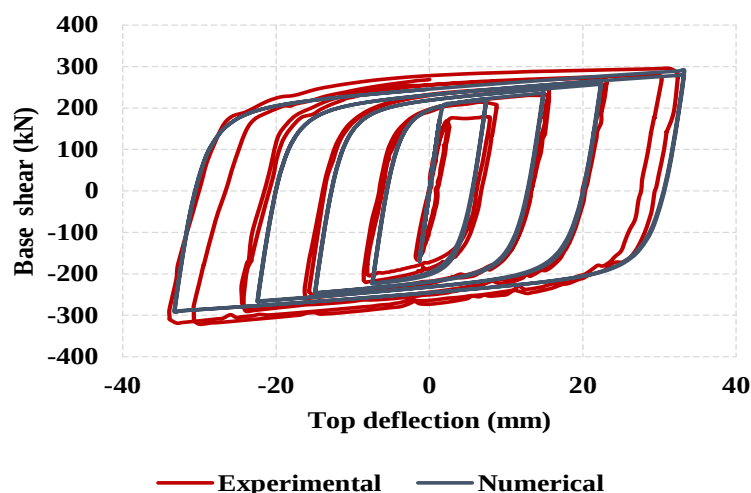
۴- صحت‌سنجی مدل‌سازی

مدل‌های غیرخطی در نرم‌افزار اجزای محدود Seismostruct2020 مدل‌سازی شده‌اند. یک قاب جانبی دوبعدی با یک ستون اضافی دارای سختی محوری با سختی

خمشی ناچیز مدل‌سازی شد. به‌منظور در نظر گرفتن اثر P-Delta، بار سازه‌ای به ستون مذکور اعمال شد. قبل از تحلیل قاب‌ها، روند مدل‌سازی از طریق مقایسه مدل‌های نرم‌افزاری با مطالعات تجربی موجود از قبل، صحت‌سنجی شد. برای اطمینان کامل از دقت مدل‌ها، هر قسمت به‌طور کامل کالیبراسیون شد. جمله دیوار برشی و مهاربند کمانش تاب به دقت کالیبره شد. نتیجه مدل‌سازی یک دیواربرشی بتن‌آرمه در نرم‌افزار Seismostruct توسط **سون‌هو چو** و **همکاران**^[۱۶] در شکل (۵) نشان داده شده است. همچنین نتیجه مدل‌سازی مهاربند کمانش تاب آزمایش‌شده در شکل (۶) نمایش داده شده است که نمایانگر تطابق خوبی بین نتایج آزمایشگاهی و عددی است.



شکل ۵- کالیبراسیون دیوار برشی [۱۲]



شکل ۶- کالیبراسیون مهاربند کمانش تاب [۸]

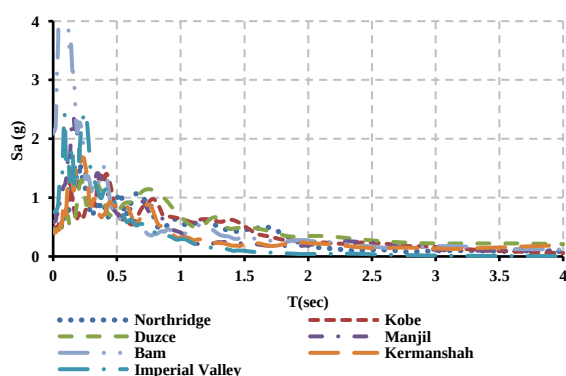
¹ Cho et al

۵- مشخصات مدل‌های مورد بررسی و فرضیات تحلیل

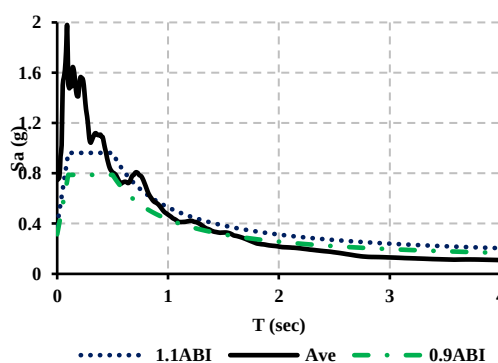
مدل‌های اجزای محدود دیوار برشی بتن‌آرمه تحت هر دو بارگذاری استاتیکی و دینامیکی قرار داده شدند. تحلیل‌های استاتیکی شامل تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل استاتیکی تاریخیچه زمانی روی مدل‌ها انجام شد. برای تحلیل دینامیکی با به عبارت دیگر تحلیل غیرخطی تاریخیچه زمانی، مجموعه‌ای از هفت رکورد زلزله استفاده شد. رکوردهای انتخاب‌شده و جزئیات مربوط به آن‌ها در جدول (۵) فهرست شده است. برای مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها از آیین‌نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7-22) استفاده شده است [۱۷]. شکل (۷) طیف متوسط و مقایسه آن با آیین‌نامه و شکل (۸) طیف‌های مقیاس‌شده را نشان می‌دهد. تحلیل غیرخطی تاریخیچه زمانی در شدت‌های مختلف انجام شد. نتایج تحلیل‌ها در بخش‌های زیر گزارش شده است.

جدول ۵- جزئیات زلزله‌های به کاررفته

Record	Recording Station	Year	Earthquake Magnitude	R_{rup} (km)	DT (sec)	Duration	Scale Factor	PGA (cm/s^2)
Northridge	Tarzana	1994	6.69	36.7	0.02	59.98	0.431	914.29
Kobe	Takatori	1995	6.9	24.8	0.01	31.99	0.495	902.75
Duzce	Bolu	1999	7.14	12	0.005	103.52	0.457	724.96
Manjil	Abbar	1990	7.37	12.5	0.02	53.5	0.589	504.23
Bam	Bam	2003	6.5	47.1	0.005	58.87	2.08	791.66
Kermanshah	Sarpolezahab	2017	6.3	18	0.02	30	0.402	684.53
Imperial Valley	El Centro Array #11	1979	6.95	10.4	0.005	30	0.752	372.09



شکل ۸- شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده



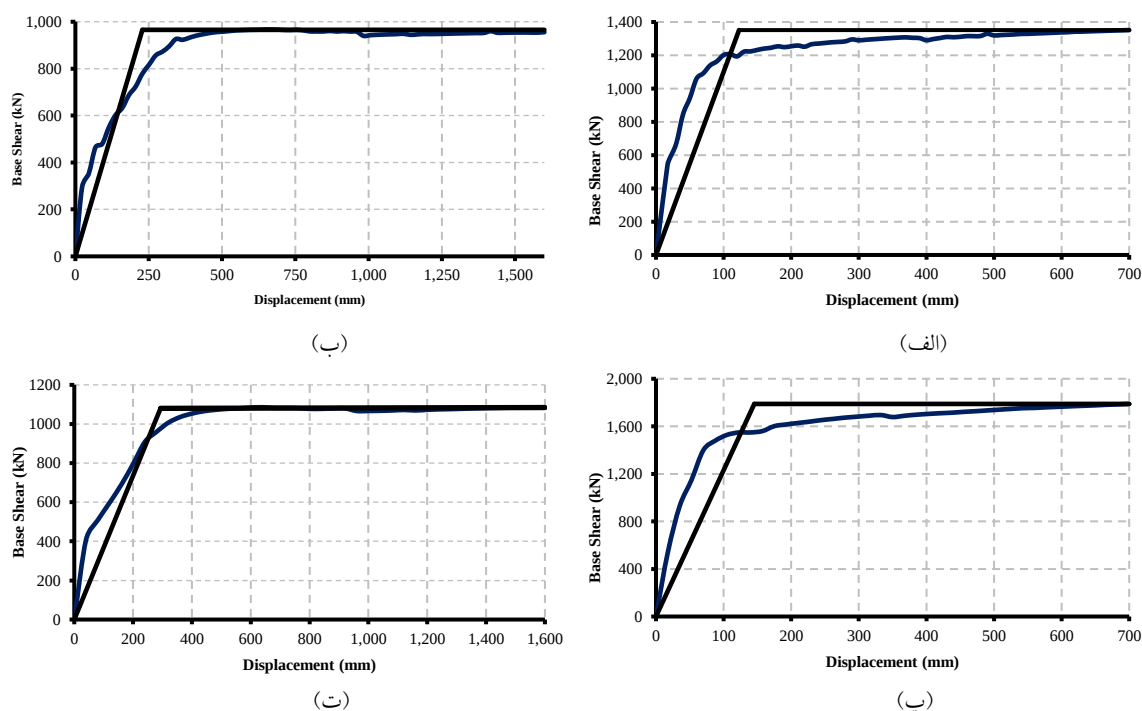
شکل ۷- مقایسه نمودار متوسط با ASCE7-22



سیستم دیوار برشی معمولی به طور قابل توجهی افزایش یافته است. اگرچه پارامترهای پاسخ جانبی محاسبه شده، کاهش قابل توجهی در ضریب شکل پذیری نشان می دهند.

۶-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی

سازه‌ها تحت یک بار جانبی فزاینده اعمال شده به هر دیافراگم تحلیل شدند. افزایش بار تا زمانی که سازه‌ها به جابه‌جایی هدف رسیدند یا علائمی از فروپاشی و ناپایداری جانبی را نشان دادند، ادامه پیدا کرد. نمودارهای بار افزونه^۱ در شکل (۹) نشان داده شده‌اند. همان‌طور که از نمودارها مشخص است، ظرفیت نیروی برشی سازه‌های مجهز به مهاربند کمانش تاب در مقایسه با



شکل ۹- نمودارهای بار افزونه (الف) و (ب): به ترتیب قاب ۶ و ۱۲ طبقه بدون قطعه تعویض پذیر (پ) و (ت): به ترتیب قاب ۶ و ۱۲ طبقه با قطعه تعویض پذیر

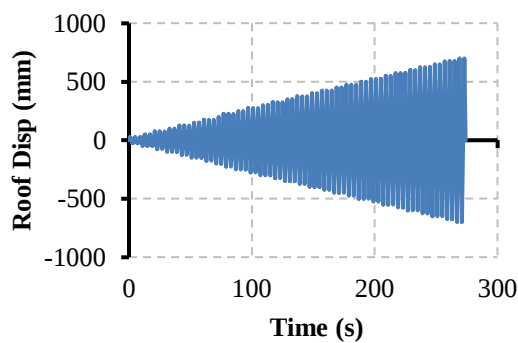
جدول ۶- نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی

پارامترها	سازه ۶ طبقه		سازه ۱۲ طبقه	
	سازه بدون BRB	سازه با BRB	سازه بدون BRB	سازه با BRB
F_y (kN)	1788.3	1351.4	1212.1	1086.3
Δ_y (mm)	145.392	122.911	293.305	223.627
Δ_{target} (mm)	194.281	206.341	360.524	360.618
μ	1.34	1.68	1.23	1.61

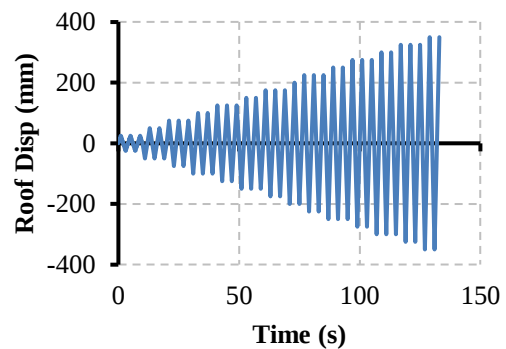
¹ Pushover

۲-۶- تحلیل شبه‌استاتیکی چرخه‌ای

اگرچه تحلیل‌های بار افزونه درک جامعی در مورد پاسخ جانبی سیستم پیشنهادی می‌دهد، اما هنوز جنبه‌هایی وجود دارد که نمی‌توان آن‌ها را در تحلیل بار افزونه بررسی کرد. از این‌رو، تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی (استاتیکی تاریخچه زمانی^۱) نیز در قالب چرخه‌ای انجام شد. پروتکل بارگذاری مطابق با ATC24 است [۱۸]. پروتکل پیشنهادی شامل یک سری حلقه‌های هیستریزیس است که از ۲۵ میلی‌متر شروع می‌شود و حداکثر تا جابه‌جایی‌های ۳۵۰ و ۷۰۰ میلی‌متر به ترتیب برای سازه‌های ۶ و

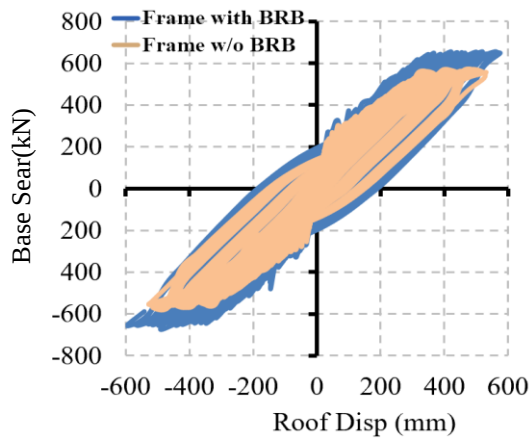


(ب)

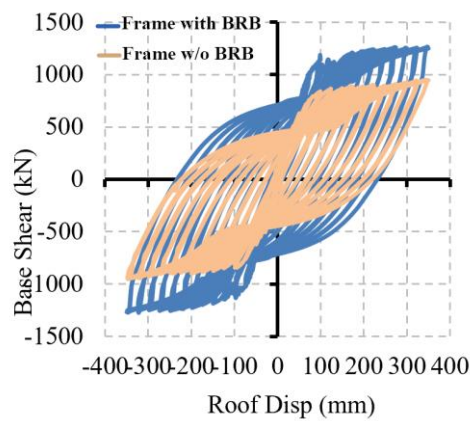


(الف)

شکل ۱۰- (الف): پروتکل بارگذاری ساختمان ۶ طبقه (ب): پروتکل بارگذاری ساختمان ۱۲ طبقه



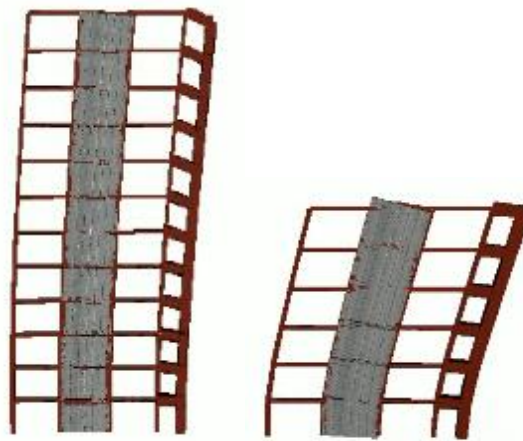
(ب)



(الف)

شکل ۱۱- (الف): مقایسه نمودارهای هیستریزیس قاب ۶ طبقه (ب): مقایسه نمودارهای هیستریزیس قاب ۱۲ طبقه

¹ Static Time History Analysis



(الف) (ب)

شکل ۱۲- (الف): نمونه‌ای از الگوی تغییر شکل قاب ۶ طبقه تحت بار جانبی (ب): نمونه‌ای از الگوی تغییر شکل قاب ۶ و ۱۲ طبقه تحت بار جانبی

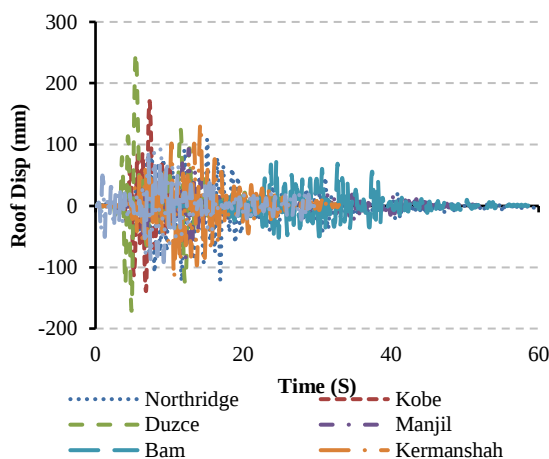
جدول ۷- کار انجام شده توسط قاب‌ها

تعداد طبقات	کار انجام شده (J)	
	دیوار برشی	دیوار برشی با مهاربند
6	6534000	9610000
12	2570000	3570000

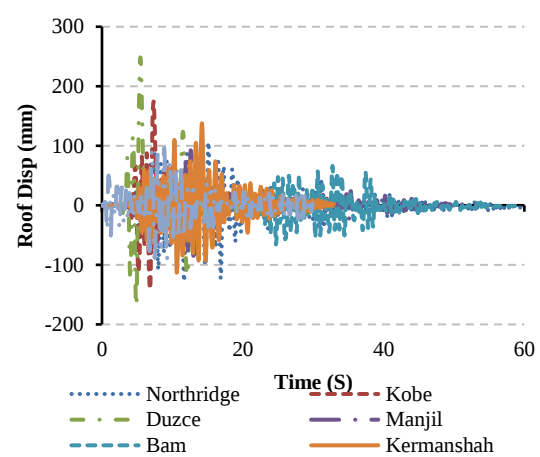
شده است. جابه‌جایی‌های هر دو دیوار برشی و دیوار برشی با مهاربند، مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱۵] در محدوده مجاز ۲/۵ درصد قرار گرفته بود. نمونه دارای مهاربند کماتش‌تاب موفق به کاهش جابه‌جایی‌ها و برش پایه در برخی موارد شد که نشان دهنده بهبود پاسخ لرزه‌ای است.

۳-۶- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

ارزیابی پاسخ سازه‌ای از طریق مقایسه کمی برش پایه و جابه‌جایی حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی^۱ انجام شد. برای سازه‌های مورد بررسی، جابه‌جایی بام نسبت به زمان در شکل (۱۳) و برش پایه در مقابل زمان در شکل (۱۴) نشان داده

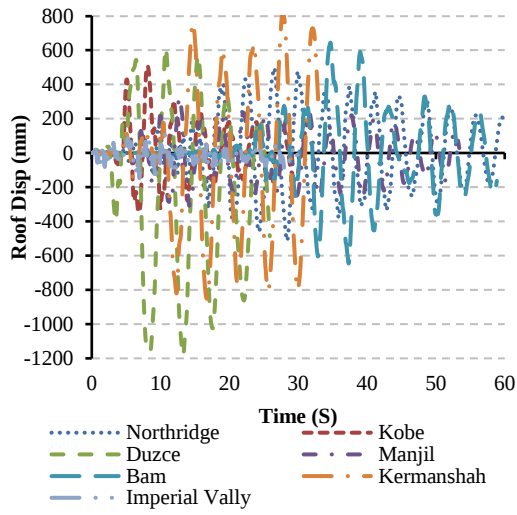


(ب)

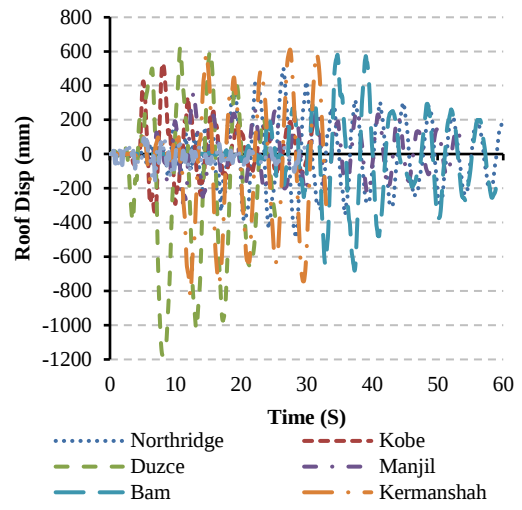


(الف)

¹ Nonlinear Time History Analysis

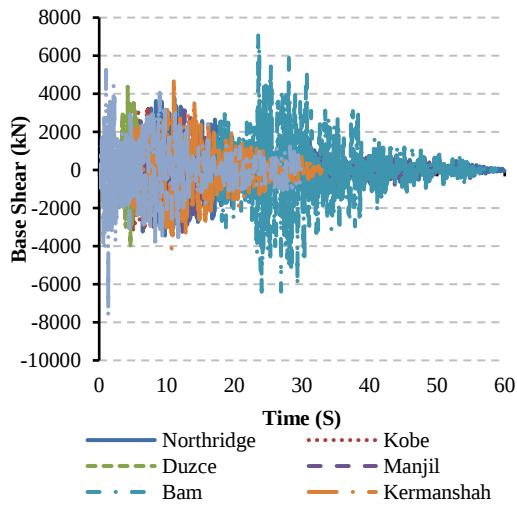


(ت)

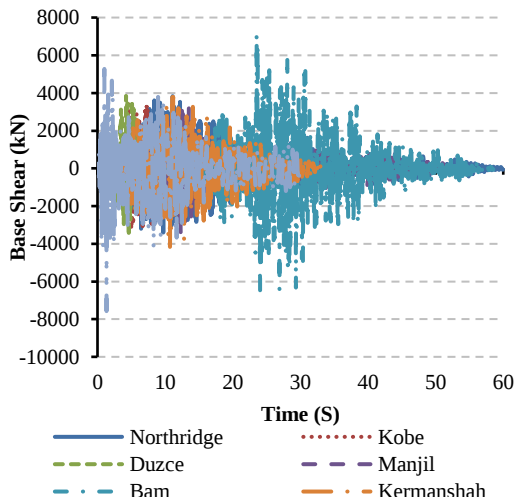


(پ)

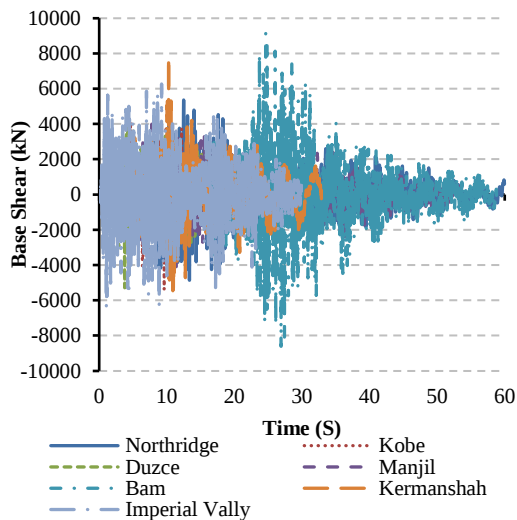
شکل ۱۳- نمودارهای جابه‌جایی در برابر زمان (الف) و (ب): به ترتیب قاب ۶ طبقه با و بدون قطعه تعویض پذیر (پ) و (ت): به ترتیب قاب ۱۲ طبقه با و بدون قطعه تعویض پذیر



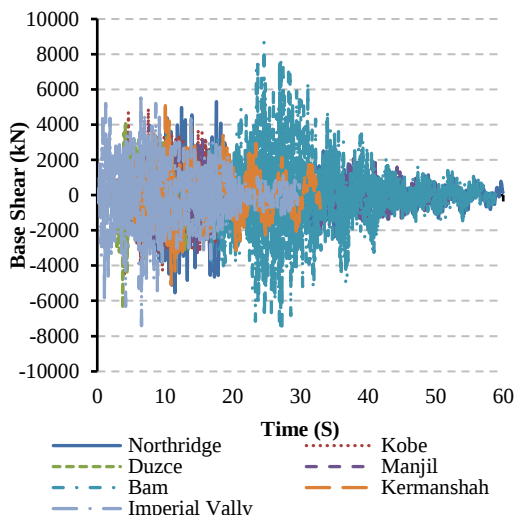
(ب)



(الف)



(ت)



(پ)

شکل ۱۴- نمودارهای برش پایه در برابر زمان (الف) و (ب): به ترتیب قاب ۶ طبقه با و بدون قطعه تعویض پذیر (پ) و (ت): به ترتیب قاب ۱۲ طبقه با و بدون قطعه تعویض پذیر



۴-۶- تحلیل دینامیکی افزایشی

$$R = R_s R_\mu \quad (3)$$

پارامترهای محاسبه شده در جدول‌های (۸) الی (۱۱) فهرست شده است. نتایج نشان می‌دهد مهاربند کمانش تاب به عنوان عنصر مرزی در پای دیوار برشی باعث افزایش ۳۵/۱، ۱۱/۷ و ۳۲/۳ درصد به ترتیب در ضریب اضافه مقاومت (R_s)، ضریب شکل پذیری (R_μ) و ضریب رفتار (R) در ساختمان ۶ طبقه و ۱۲، ۵ و ۱۹/۵ درصد در ساختمان ۱۲ طبقه شده است.

تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در چندین شدت انجام شد، به عبارت دیگر تحلیل دینامیکی افزایشی^۱ (IDA) انجام شد. چنین روشی عوامل تأثیرگذار گسترده تری را در رفتار لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی در نظر می‌گیرد. مقایسه کمی پاسخ لرزه‌ای دیوار برشی معمولی و دیوار برشی همراه با مهاربند برای درک جامع رفتار بهبودیافته در سیستم پیشنهادی ضروری است. از این رو، پارامترهای پاسخ لرزه‌ای با استفاده از نتایج IDA محاسبه شد. پارامترها شامل ضریب اضافه مقاومت (R_s)، ضریب شکل پذیری (R_μ) و ضریب رفتار (R) است.

$$R_\mu = \frac{V_b(Dyn,u)}{V_b(Dyn,e)} \quad (1)$$

که در آن ($V_b(Dyn,e)$) حداکثر برش پایه الاستیک و ($V_b(Dyn,u)$) برش پایه نهایی در جابه جایی هدف است.

$$R_s = \frac{V_b(Dyn,u)}{V_b(st,y)} \quad (2)$$

که در آن ($V_b(st,y)$) برش پایه مربوط به اولین تشکیل مفصل پلاستیکی است که از طریق تحلیل استاتیکی غیرخطی به دست آمده است. در نهایت ضریب رفتار را می‌توان با استفاده از رابطه زیر محاسبه کرد:

جدول ۸- ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و فاکتورهای اصلاح قاب ۶ طبقه بدون مهاربند کمانش تاب

Record	DM	IM	$V_b(Dyn,u)$ (kN)	$V_b(St,y)$ (kN)	$V_b(Dyn,e)$ (kN)	R_s	R_m	R_{LRFD}
Northridge	0.02	1.536	2456		4278	1.373	1.74	2.390
Kobe	0.02	1.439	2889		4932	1.615	1.7	2.746
Duzce	0.02	1.242	2785		3845	1.557	1.38	2.149
Manjil	0.02	3.684	4552	1788.338	9650	2.545	2.12	5.396
Bam	0.02	2.2	3129		6651.5	1.750	2.12576	3.719
Kermanshah	0.02	2.075	2890		4587	1.616	1.587	2.565
Imperial Vally	0.02	5.84	4652		5763	2.601	1.239	3.223
Average						1.865	1.70	3.170
σ						0.460	0.313	1.032
C.V.						0.246	0.184	0.326

¹ Incremental Dynamic Analysis



جدول ۹- ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و فاکتورهای اصلاح قاب ۶ طبقه با مهاربند کمانش تاب

Record	DM	IM	V_b (Dyn,u) (kN)	V_b (St,y) (kN)	V_b (Dyn,e) (kN)	R_s	R_m	R_{LRFD}
Northridge	0.02	1.948	2917		5779	2.158	1.981	4.276
Kobe	0.02	1.787	2035		4174	1.506	2.051	3.088
Duzce	0.02	1.5	2090		5868	1.546	2.808	4.342
Manjil	0.02	3.476	3542	1351.486	7474	2.621	2.110	5.530
Bam	0.02	2.2	4238		6651.5	3.136	1.569	4.922
Kermanshah	0.02	1.81	2017		3889	1.492	1.928	2.878
Imperial Vally	0.02	5.42	7015		5857	5.191	0.835	4.334
Average						2.521	1.90	4.196
σ						1.235	0.553	0.872
C.V.						0.490	0.292	0.208

جدول ۱۰- ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و فاکتورهای اصلاح قاب ۱۲ طبقه بدون مهاربند کمانش تاب

Record	DM	IM	V_b (Dyn,u) (kN)	V_b (St,y) (kN)	V_b (Dyn,e) (kN)	R_s	R_m	R_{LRFD}
Northridge	0.02	3.23	3711		7958	3.062	2.144	6.565
Kobe	0.02	1.642	3559		6778	2.936	1.904	5.592
Duzce	0.02	0.775	1661		4615	1.370	2.778	3.807
Manjil	0.02	3	7857	1212.111	7876	6.482	1.002	6.498
Bam	0.02	1.374	3979		5987	3.283	1.505	4.940
Kermanshah	0.02	0.908	1749		6660	1.443	3.808	5.495
Imperial Vally	0.02	10.865	4037		8002	3.331	1.982	6.602
Average						3.129	2.161	5.643
σ						1.571	0.842	0.955
C.V.						0.502	0.390	0.169

جدول ۱۱- ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و فاکتورهای اصلاح قاب ۱۲ طبقه با مهاربند کمانش تاب

Record	DM	IM	V_b (Dyn,u) (kN)	V_b (St,y) (kN)	V_b (Dyn,e) (kN)	R_s	R_m	R_{LRFD}
Northridge	0.02	3.052	4393		9871	4.044	2.247	9.086
Kobe	0.02	1.571	3515		7172	3.236	2.040	6.602
Duzce	0.02	0.844	2376		4711	2.187	1.983	4.337
Manjil	0.02	2.759	6500	1086.355	6702	5.983	1.031	6.170
Bam	0.02	1.179	4345		6268	4.000	1.443	5.770
Kermanshah	0.02	0.988	3661		6621	3.370	1.809	6.095
Imperial Vally	0.02	10.865	1870		9979	1.721	5.336	9.186
Average						3.506	2.270	6.749
σ						1.292	1.308	1.646
C.V.						0.369	0.576	0.244



۷- نتیجه گیری

بهبود لرزه‌ای و ارزیابی پاسخ لرزه‌ای دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی با استفاده از عناصر مرزی فولادی قابل تعویض یعنی مهاربندهای کمانشی در این تحقیق مورد مطالعه قرار گرفت. به‌طور کلی، دیوار برشی همراه با مهاربند کمانش تاب پیشنهادی ثابت کرد که در بهبود پاسخ سازه‌ای مؤثر است. در این بخش نکات قابل توجهی ارائه شده است:

- استفاده از المان مرزی فولادی تعویض‌پذیر باعث کاهش اندک سختی در سازه می‌گردد.

- با کاهش سختی در سازه با دیوار برشی بتن‌آرمه همراه با المان مرزی فولادی تعویض‌پذیر، جابه‌جایی نسبی طبقات همچنان در محدوده مجاز ۲٪ ارتفاع است.

- با حذف المان مرزی فولادی تعویض‌پذیر، در منحنی هیستریزس پدیده پرچمی شدن مشاهده شد و با کاهش سطح زیر منحنی، شکل‌پذیری در سازه ۶ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۳۰ و ۲۵ درصد کاهش یافته است.

- با افزایش ارتفاع سازه، تأثیر المان مرزی فولادی تعویض‌پذیر بر روی شکل‌پذیری سازه اندکی کاهش یافته، ولی همچنان شکل‌پذیری آن نسبت به دیوار برشی بدون المان مرزی فولادی تعویض‌پذیر بیش‌تر است.

- ضرایب اضافه‌مقاومت، شکل‌پذیری و ضریب رفتار قاب‌ها در سازه ۶ طبقه با سیستم دیوار برشی بتن‌آرمه بدون المان مرزی فولادی تعویض‌پذیر به ترتیب برابر $1/9$ ، $1/7$ و $3/2$ و برای سیستم دیوار برشی بتن‌آرمه با المان مرزی فولادی تعویض‌پذیر برابر $2/5$ ، $1/9$ و $4/2$ می‌باشد.

- ضرایب اضافه‌مقاومت، شکل‌پذیری و ضریب رفتار قاب‌ها در سازه ۱۲ طبقه با سیستم دیوار برشی بتن‌آرمه بدون المان مرزی فولادی تعویض‌پذیر به ترتیب برابر $3/1$ ، $2/2$ و $5/6$ و برای سیستم دیوار برشی بتن‌آرمه با المان مرزی فولادی تعویض‌پذیر برابر $3/5$ ، $2/3$ و $6/7$ می‌باشد.

- مقدار ضریب رفتار به‌دست‌آمده در این تحقیق برای دیوار برشی بتن‌آرمه بدون المان مرزی فولادی کم‌تر از مقدار در نظر گرفته‌شده در آیین‌نامه است.



[۱۴] مقررات ملی ساختمان ایران (۱۴۰۱) - مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، ایران.

[۱۵] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۶)، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی.

[16] Cho, S.H., et al. (2004), "Structural steel boundary elements for ductile concrete walls. Journal of Structural Engineering", 130(5): p. 762-768.

[17] ASCE 7-22, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Standards. American Society of Civil Engineers.

[18] ATC-24, "Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures", 1992.

[1] Tores, P., Moehle, J., and ATC-94 Group (2010), "Recommendations for Seismic Design of Reinforced Concrete Walls Buildings Based on Studies of the Chile Earthquake", NEHRP Consultants Joint Venture, NIST GCR 14-917-25.

[2] Parsafar, S., and Moghadam, A.S. (2017), "Development of a rocking R/C shear wall system implementing repairable structural fuses", International Journal of Advanced Structural Engineering, 9(3): p. 247-258.

[3] Guo, T., Zhang, G., and Chen, C. (2014), "Experimental study on self-centering concrete wall with distributed friction devices", Journal of Earthquake Engineering, 18(2): p. 214-230.

[4] Chen, C., et al. (2018), "Study on the shear wall structure with combined form of replaceable devices", Advances in Structural Engineering, 21(9): p. 1327-1348.

[5] Watanabe, A., et al. (1988), "Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube", in Proceedings of ninth world conference on earthquake engineering.

[6] Dehghani, M., and Tremblay, R. (2018), "Design and full-scale experimental evaluation of a seismically enduring steel buckling-restrained brace system", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 47(1): p. 105-129.

[7] Razavi, S.A., et al., (2018), "Buckling-restrained brace with CFRP encasing: Mechanical behavior & cyclic response", Steel and Composite Structures, An International Journal, 27(6): p. 675-689.

[8] Razavi, S.A., Mirghaderi, S.R., and Hosseini, A. (2014), "Experimental and numerical developing of reduced length buckling-restrained braces", Engineering Structures, 77: p. 143-160.

[9] Mehdipanah, A., Mirghaderi, S.R., and Razavi S.A. (2016), "Seismic performance of stiffness-based designed buckling-restrained braced frame and special moment-resisting frame dual systems", Structure and Infrastructure Engineering, 12(8): p. 918-935.

[10] Carpenter, L.D., et al. (2011), "Performance of tall buildings in Viña del Mar in the 27 February 2010 offshore Maule, Chile earthquake", The Structural Design of Tall and Special Buildings, 20(1): p. 17-36.

[11] Kam, W.Y., and Pampanin, S. (2011), "The seismic performance of RC buildings in the 22 February 2011 Christchurch earthquake", Structural Concrete, 12(4): p. 223-233.

[12] Xiong, Z. (2008), "Lessons learned from Wenchuan earthquake: to improve the seismic design of school buildings", in 14th World Conference in Earthquake Engineering, Beijing, China.

[۱۳] مقررات ملی ساختمان ایران (۱۳۹۹) - مبحث نهم، طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، ایران.

