



دانشگاه صنعتی امیرکبیر
(پلی تکنیک تهران)

دوره ۴۸، شماره ۴، زمستان ۱۳۹۵، صفحه ۳۶۵ تا ۳۷۴
Vol. 48, No. 4, Winter 2016, pp. 365-374



نشریه علمی پژوهشی امیرکبیر - مهندسی عمران و محیط زیست

Amirkabir Journal of Science and Research
Civil and Environmental Engineering
(AJSR-CEE)

محاسبه عوامل مؤثر بر ضریب رفتار قاب‌های بتن مسلح دارای مهاربند کمانش‌تاب

فاطمه دهقان^۱، عباسعلی تسنیمی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

(دریافت: ۱۳۹۱/۱/۱۴، پذیرش: ۱۳۹۳/۱۱/۵)

چکیده

امروزه استفاده از مهاربندهای کمانش‌تاب به دلیل داشتن مزایای بیشتر در مقایسه با مهاربندهای فولادی متداول، مورد توجه محققان و مهندسان قرار گرفته است. این مزایا عبارتند از: شکل‌پذیری بالا، استهلاک انرژی بیشتر، عدم کمانش کلی و موضعی و همچنین داشتن منحنی چرخه‌ای متقارن. این نوع مهاربندی به عنوان یکی از سامانه‌های مؤثر برای مقابله با بارهای جانبی ناشی از زلزله به شمار می‌رود. معایب موجود در رفتار لرزه‌ای مهاربندهای معمولی همچون شکل‌پذیری و اتلاف انرژی کم، کمانش کلی و موضعی و همچنین داشتن منحنی چرخه‌ای نامتقارن، زمینه اصلاح یا کنار گذاشتن آن را از فرایند طراحی لرزه‌ای فراهم آورده است. مهاربندهای کمانش‌تاب نوعی از سامانه مستهلک‌کننده انرژی هستند که علاوه بر تأمین سختی جانبی زیاد، شکل‌پذیری و میزان استهلاک انرژی سازه را افزایش می‌دهند. استفاده از این نوع مهاربندها در آئین‌نامه‌های برخی از کشورها مجاز شمرده می‌شود. اما در برخی دیگر و از آن جمله ایران، اشاره‌ای به آن نشده است. این مقاله سعی دارد تا عوامل شکل‌پذیری و لرزه‌ای آن‌ها را مورد تحقیق و بررسی قرار دهد. در این تحقیق، ضریب رفتار قاب‌های بتن مسلح دارای مهاربند کمانش‌تاب با تعداد طبقات چهار، هشت، دوازده و شانزده که هر یک دارای تعداد دهانه سه و پنج هستند، مطابق با مبحث نهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده و سپس با استفاده از نرم‌افزار OPENSEES تحت بارگذاری استاتیکی غیرخطی قرار گرفته و ضریب رفتار کلیه قاب‌ها برای حالت حدی نهایی محاسبه شده است.

کلمات کلیدی:

مهاربند کمانش‌تاب، شکل‌پذیری، استهلاک انرژی، تحلیل غیرخطی، ضریب رفتار

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

Please cite this article using:
Dehghan, F. and Tasnimi, A. A., 2016. "Determination of the Parameters Influencing Behavior Factor of Buckling Restrained Braced Reinforced Concrete Frames". *Amirkabir Journal of Civil and Environmental Engineering*, 48(4), pp. 365-374.

DOI: 10.22060/ceej.2016.810

URL: http://ceej.aut.ac.ir/article_810.html

E-mail: tasnimi@modares.ac.ir نویسنده مسئول و عهده‌دار مکاتبات:



۱- مقدمه

طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس جذب و استهلاک انرژی در اعضای سازه‌ای است؛ به صورتی که در زلزله‌های شدید دارای رفتار غیرارتجاعی باشند. یکی از روش‌های قابل استفاده در طراحی لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح، کاربرد مهاربندهای فولادی در آن‌ها است. با بررسی زلزله‌های شدید در گذشته می‌توان دریافت که بادبندهای همگرا با وجود آن که سامانه نسبتاً مناسب در مقابل بار جانبی و زلزله است، اما به دلیل آن که منحنی چرخه‌ای^۱ آن‌ها نامتقارن و نیز مقاومت آن‌ها در برابر فشار بسیار کمتر از کشش است، بنابراین عملکرد و رفتار لرزه‌ای مطلوبی نخواهند داشت. از طرفی دیگر، مهاربندهای کمانش تاب دارای منحنی چرخه‌ای کاملاً متقارن و پایدار بوده و در برابر فشار و کشش، مقاومت بسیار مناسبی دارند.

مهاربندهای کمانش تاب ابتدا توسط محققین ژاپنی و در دهه ۱۹۷۰ مورد بررسی قرار گرفتند [۱] و به تدریج تحقیقات وسیع‌تری بر روی این نوع مهاربند انجام شد [۲،۳] و استفاده از این سیستم پس از زلزله کوبه^۲ ژاپن (۱۹۹۵) به سرعت افزایش یافت و در نتیجه آن، این نوع مهاربندها تا سال ۲۰۰۴ در حدود ۲۵۰ ساختمان در ژاپن و ۲۵ ساختمان در آمریکا بکار گرفته شد. همچنین مهاربندهای کمانش تاب در پروژه‌های بازسازی و مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی نیز مورد استفاده قرار گرفته است [۴].

تحقیقات قابل توجهی بر روی قاب‌های فولادی دارای مهاربندهای کمانش تاب انجام شده است که در این‌جا از پرداختن به نتایج مستقل آن‌ها صرف‌نظر کرده و تنها به نتیجه کلی آن‌ها که حاکی از مناسب بودن رفتار لرزه‌ای، استهلاک انرژی بالا و عدم افت مقاومت و سختی آن‌ها بوده است، بسنده می‌شود [۱۵-۵].

در سال‌های اخیر و با وجود انجام تحقیقات در مورد نقش مهاربندهای فولادی در قاب‌های بتن مسلح، اشاره کمتری به ضریب رفتار این سامانه شده و در استاندارد ۲۸۰۰ ایران نیز ضریب رفتار برای این سامانه ارائه نگردیده است [۱۶]. همچنین طراحی بر پایه استهلاک انرژی، مستلزم تعیین ضریب رفتار سازه به وسیله ایده‌آل‌سازی طیف پاسخ الاستیک است. ضریب رفتار سازه عملکرد غیرارتجاعی سازه را در بر دارد و نشانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیرارتجاعی است. به همین دلیل، مقاومت مورد نیاز سازه از تقسیم مقاومت مورد نیاز سازه در حالت کاملاً ارتجاعی بر ضریب فوق محاسبه می‌شود. به این ترتیب، مقاومت مورد نیاز سازه کاهش داده می‌شود. بنابراین، در بعضی از تحقیقات انجام شده و آئین‌نامه‌ها، به آن ضریب کاهش نیرو نیز گفته شده است [۱۷].

شکل‌پذیری قاب و ضریب رفتار دو سیستم مهاربندی در قاب یک طبقه و یک دهانه توسط ماهری و همکارانش^۳ پیشنهاد شده است [۱۸]. استفاده از مهاربندهای همگرا و واگرا در قاب‌های بتن مسلح توسط

ابوالفتح و قبارا^۴ در سال‌های ۱۹۹۹ و ۲۰۰۰ مورد بررسی و تأیید قرار گرفت [۱۹]. با توجه به این‌که ویژگی‌های مهاربندهای کمانش تاب مانند ضوابط طراحی و مؤلفه‌های لرزه‌ای در آئین‌نامه‌های ملی کشور وارد نشده است، بنابراین، این تحقیق به بررسی رفتار لرزه‌ای و تعیین ضریب رفتار قاب‌های بتن مسلح طراحی شده با مهاربندهای کمانش تاب پرداخته است.

۲- مهاربند کمانش تاب

یکی از مهاربندهای قابل استفاده در طراحی لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح، مهاربندهای فولادی بوده که این نوع مهاربندها به دلیل هندسه بادبندهای همگرا، عمل خرابی را به صورت کامل و با اعضای که در محدوده الاستیک و تحت بارهای محوری هستند، ایجاد کرده و با تأمین سختی و مقاومت جانبی زیاد و عملکرد مناسب آن در زلزله‌ها، از متداول‌ترین سامانه‌های باربر جانبی شناخته شده است. از مزیت‌های دیگر مهاربند همگرا، قابلیت تعمیرپذیری در برابر آسیب‌های شدید و نیز تشکیل یک سامانه باربر جانبی مکمل با عملکرد مناسب به صورت مختلط را می‌توان نام برد [۲۰].

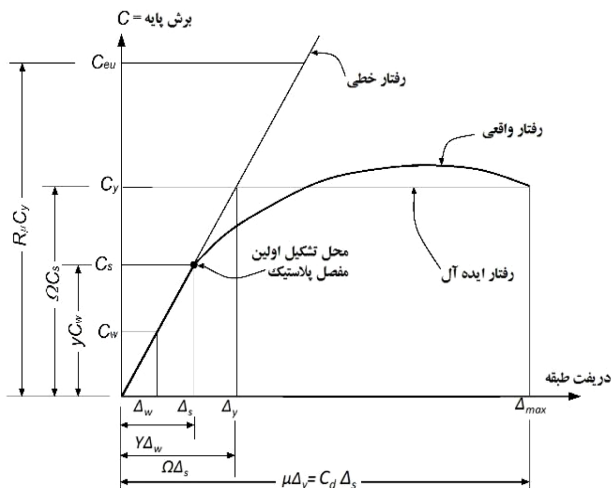
مهاربند کمانش تاب از چهار قسمت قابل تفکیک تشکیل شده است که عبارتند از: قسمت جاری‌شونده مقید، قسمت ارتجاعی مقید، قسمت ارتجاعی نامقید و ماده مجزاکننده. جزئیات کامل هر کدام از آن‌ها در مراجع آمده است [۲۱، ۲۰].

در این سیستم جلوی کمانش مهاربندها تحت بار فشاری گرفته می‌شود؛ به صورتی که قبل از آن که کمانش کنند، به تسلیم می‌رسند و در نتیجه، از تمام ظرفیت مقطع برای اتلاف انرژی (هم در کشش و هم در فشار) استفاده می‌شود. در این حالت، هسته مرکزی مستقل از سازوکار مقاوم در برابر کمانش می‌تواند تغییر طول دهد. از آنجایی که از کمانش کلی و جزئی اجتناب می‌شود، ظرفیت غیرارتجاعی زیادی خواهد آمد. در مجموع، افزودن مهاربند مقاوم در برابر کمانش به قاب سبب بهبود شکل‌پذیری، سختی و مقاومت سازه می‌شود.

۳- ضریب رفتار

ضریب رفتار (R) سازه، ضریبی است که عملکرد غیرارتجاعی سازه را دربر دارد و بیانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیرارتجاعی است. به همین دلیل، مقاومت مورد نیاز سازه از تقسیم مقاومت مورد نیاز سازه در حالت کاملاً ارتجاعی بر این ضریب محاسبه می‌گردد و به این ترتیب، مقاومت مورد نیاز سازه کاهش داده می‌شود. ظرفیت تغییر شکل غیرارتجاعی سازه‌ها به کمک ضریب شکل‌پذیری بیان می‌گردد. بنابراین، ضریب رفتار سازه به صورت مستقیم به ضریب شکل‌پذیری آن وابسته است. هرچه ضریب شکل‌پذیری (μ) یک سازه بیشتر باشد، میزان جذب انرژی بالاتر بوده و در نتیجه، مقدار ضریب رفتار بزرگتر خواهد بود. نحوه ارتباط μ و R به عوامل مختلفی بستگی دارد. در سامانه‌های با یک درجه

^۱ Hystsys^۲ Kobe^۳ M. R. Maheri et al.^۴ H. Abou-Elfath and A. Ghabrah



شکل (۱): چگونگی تعیین ضریب رفتار از روی منحنی ظرفیت [۱۷]

پلاستیک سازه است، استفاده نمود (شکل (۱)).

۳-۴- ضریب برش پایه طراحی در روش تنش مجاز

هنگامی که از روش تنش مجاز در طراحی استفاده می‌شود، به المان‌های سازه‌ای اجازه داده نخواهد شد که نیرو را تا حد تنش تسلیم تحمل کنند. بنابراین، می‌توان از سطح نیرویی که نشان‌دهنده رفتار ارتجاعی در سازه است، در طراحی استفاده نمود. در حقیقت، آئین‌نامه‌های ساختمانی که در برآورد نیروهای حاصل از زلزله بکار می‌روند، مقدار سطح نیرو را برای طراحی به روش تنش مجاز کاهش می‌دهند. در این حالت، نیروی برش پایه طراحی در آئین‌نامه‌های زلزله برای طراحی بر اساس روش تنش مجاز برابر است.

۳-۵- نسبت C_s به C_w

مطابق با شکل (۱)، مقدار Y یا نسبت C_s به C_w بیان‌کننده اختلاف موجود در الگوی طراحی آئین‌نامه‌های مختلف بوده و تقریباً برابر با $1/4$ تا $1/7$ است. در صورت استفاده از آئین‌نامه AISC-ASD در طراحی، این ضریب برابر است با:

$$Y = \frac{R_w}{R_u} = \frac{C_s}{C_w} = \frac{\Delta_s}{\Delta_w} = \frac{M_p}{M_w} = \frac{ZF_y}{S(0.6F_y)} \times \frac{4}{3} \quad (2)$$

که در آن، M_p لنگر پلاستیک مقطع، M_w لنگر ارتجاعی مقطع، F_y تنش تسلیم فولاد، R_w ضریب رفتار در روش طراحی تنش مجاز، R_u ضریب رفتار در روش طراحی در حالت حدی، Ω ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری و Ω ضریب مقاومت افزون است. ضریب $4/3$ به دلیل افزایش تنش مجاز طراحی در هنگام استفاده از ترکیبات بار ناشی از نیروهای ثقلی و زلزله است. نسبت ضریب شکل (Z/S) برای مقاطع بال پهن، تقریباً برابر با $1/15$ است. بنابراین، مقدار Y به صورت تقریبی

آزادی، نوع مصالح، زمان تناوب و میرایی سامانه، نوع بارگذاری، مدل بار تغییر شکل، عامل ناپایداری P-Delta، وضعیت تکیه‌گاه (نوع خاک) و میزان خسارت قابل قبول در سامانه بر رابطه μ و R مؤثر هستند. در سامانه‌های با چند درجه آزادی علاوه بر موارد فوق، عواملی مانند میزان مشارکت حالت‌های بالاتر، مقاومت افزون و نوع سامانه مقاوم سازه‌ای نیز دخالت دارند. ضریب رفتار سامانه‌های با چند درجه آزادی از دو قسمت تشکیل می‌شود: قسمت اول مشابه با سامانه‌های با یک درجه آزادی است و معمولاً با R_μ مشخص می‌شود و قسمت دوم نیز تأثیر عوامل مخصوص سامانه‌های با چند درجه آزادی را دربر می‌گیرد و با Ω نشان داده می‌شود [۱۷].

۳-۱- ضریب برش پایه طراحی (C_s & C_w)

به دلایل اقتصادی، اکثر آئین‌نامه‌های ساختمانی از ظرفیت ذاتی استهلاک انرژی سازه استفاده می‌کنند و سطح نیروی طراحی را در برابر زلزله کاهش می‌دهند. این کاهش سطح نیروهای طراحی با استفاده از ضریب رفتار صورت می‌گیرد. در حقیقت، با تقسیم بیشینه برش پایه ارتجاعی سازه بر این ضریب، سطح نیروهای طراحی اعضای سازه بدست می‌آید.

۳-۲- ضریب برش پایه ارتجاعی (C_{eu})

اگر قرار باشد که سازه به گونه‌ای طراحی شود تا بر اثر زلزله‌های بزرگ تغییر شکل‌های غیرارتجاعی در آن به وجود نیاید و همچنین در محدوده رفتار ارتجاعی باقی بماند، برش پایه ارتجاعی مورد نیاز یا همان نیروی طراحی سازه بسیار بزرگ خواهد شد. در این صورت، مقدار ضریب برش پایه ارتجاعی برابر است با:

$$C_{eu} = \frac{V}{W} \quad (1)$$

که در آن، W وزن مؤثر سازه (بار مرده بعلاوه درصدی از بار زنده اعمالی به سازه) و V بیشینه برش پایه در صورتی که سازه کاملاً در محدوده ارتجاعی باقی بماند، است.

۳-۳- ضریب برش پایه طراحی در روش حالت حدی و ضرایب بار و مقاومت

هنگامی که از روش حالت حدی نهایی و ضرایب بار و مقاومت در طراحی استفاده می‌شود (همانند روش طراحی در AISC-LRFD [۲۴] برای سازه‌های فولادی یا روش طراحی در مبحث نهم مقررات ملی ایران [۲۵] برای سازه‌های بتنی)، به المان‌های سازه اجازه داده می‌شود تا نیرو را تا حد تنش تسلیم تحمل کنند. پس از این مرحله و با افزایش نیروهای جانبی، رفتار سازه از محدوده رفتار ارتجاعی وارد محدوده رفتار خمیری می‌شود. بنابراین، در طراحی می‌توان از سطح نیرویی در برآورد نیروهای جانبی حاصل از زلزله که نشان‌دهنده تشکیل اولین مفصل

¹ Shape Factor

برابر است با:

$$Y = \frac{1.15F_y}{0.6F_y \times \frac{4}{3}} = 1.4 \quad (3)$$

در صورتی که نمودار پاسخ کلی سازه به صورت شکل (۲) مفروض باشد، مؤلفه‌های طراحی لرزه‌ای که در قسمت قبل معرفی شده‌اند، به صورت رابطه‌های (۴) تا (۷) محاسبه می‌شوند:

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (4)$$

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \quad (5)$$

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (6)$$

$$Y = \frac{V_s}{V_w} \quad (7)$$

و در نهایت ضریب رفتار در روش طراحی تنش مجاز برابر است با:

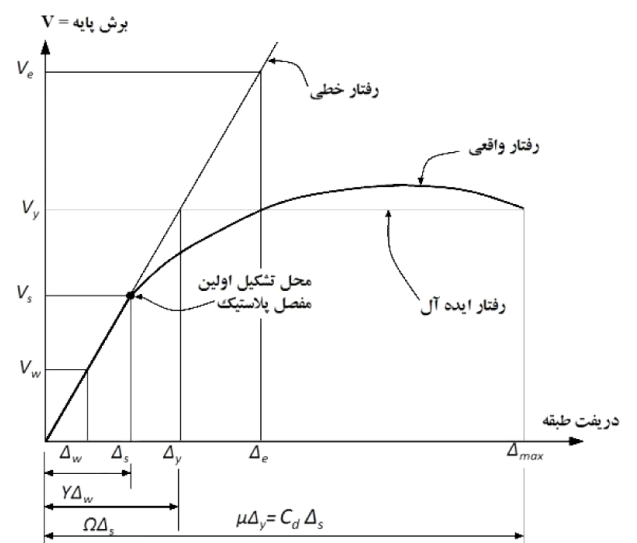
$$R_w = \frac{V_e}{V_w} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} \times \frac{V_s}{V_w} = R_\mu \times \Omega \times Y \quad (8)$$

لازم به ذکر است که ضریب رفتار در روش طراحی در حالت حدی نهایی در بتن و یا روش LRFD در فولاد، از رابطه (۹) بدست می‌آید:

$$R_u = \frac{V_e}{V_w} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_w} = R_\mu \times \Omega \quad (9)$$

۴- معرفی قاب‌های مورد مطالعه و نرم‌افزار

قاب‌های مورد استفاده برای تحلیل از یک ساختمان بتن مسلح با پلان ۲۵×۱۵ متر انتخاب شده‌اند. این ساختمان در یک جهت دارای سه دهانه و در جهت دیگر دارای پنج دهانه بوده و عرض هر دهانه نیز برابر



شکل (۲): پاسخ کلی سازه در تحلیل بار افزون استاتیکی غیرخطی [۱۷]

با ۵ متر است. ارتفاع هر طبقه در این ساختمان برابر با ۳/۲ متر فرض شده است. قاب بتن مسلح از نوع خمشی با شکل‌پذیری متوسط بوده که به صورت دو بعدی در هر دو راستای طولی و عرضی با شرایط مختلفی از نظر تعداد طبقه و نوع سامانه سازه‌ای تحت سطح خطر ۱ زلزله طراحی و تحلیل شده‌اند [۲۵].

در این تحقیق، از سامانه نامگذاری به این شرح استفاده شده است که برای قاب خمشی بدون مهاربندی از حروف اختصاری NOB، برای قاب خمشی با مهاربند معمولی از حروف اختصاری ORB و برای قاب خمشی با مهاربند کماتش تاب از حروف اختصاری BRB استفاده می‌شود. در واقع، مطالعات این پژوهش بر روی سه نوع سامانه سازه‌ای قاب خمشی بتن مسلح متوسط دارای مهاربند متداول و قاب خمشی بتن مسلح متوسط است که هر کدام در تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ و تعداد دهانه‌های ۳ و ۵ مدلسازی شده‌اند. شکل کلی و نوع مهاربندی یکی از مدل‌ها به عنوان نمونه در شکل (۳) آورده شده است.

برای طراحی تیر و ستون، مقاومت فشاری بتن ۳۰ مگاپاسکال و میلگرد با مقاومت کششی ۳۰۰ مگاپاسکال و برای مهاربندها از فولاد ST-۳۷ با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال استفاده شده است. فرضیاتی که در راستای انجام این تحقیق در نظر گرفته شده است، عبارتند از:

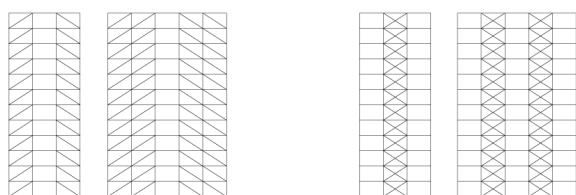
- اتصالات همه تیرها به ستون‌ها به صورت گیردار و اتصالات مهاربندها به صورت مفصلی مدل شده است.

- برای ساده‌تر نمودن مدل و حذف اثراتی مانند برهمکنش، اتصال به پی به صورت صلب در نظر گرفته شده است.

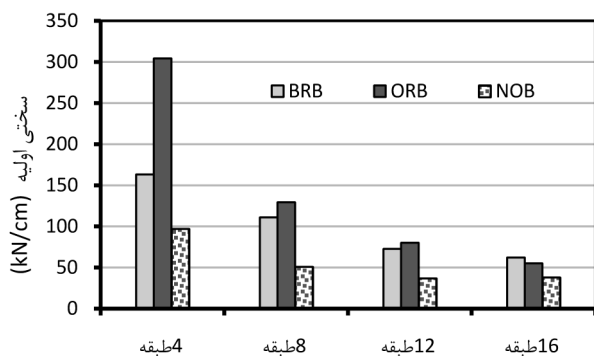
- تیرها و ستون‌ها با مقطع رشته‌ای و المان تغییر مکانی با پلاستیسیته گسترده در نرم‌افزار OPENSEES [۲۶] مدل‌سازی شده‌اند. همچنین به دلیل آن که در این نرم‌افزار کماتش تحت فشار تعریف نشده است، یک خروج از محوریت اولیه ناچیز برای مهاربندهای معمولی در نظر گرفته شده است که تحت بار فشاری شروع به کماتش می‌کند.

- اتصال مهاربند به تیر و ستون توسط صفحه اتصال به درستی اجرا شده و به گونه‌ای است که این اتصال کاملاً مفصلی باشد.

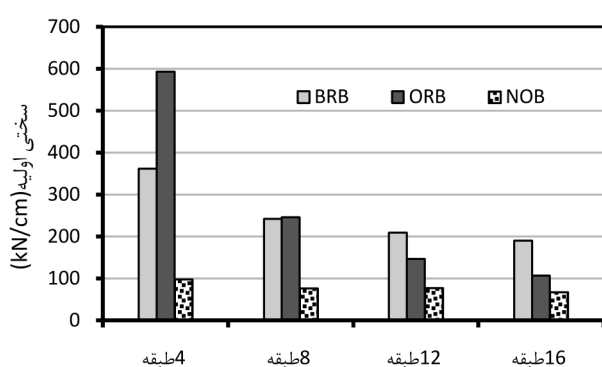
- منحنی رفتاری مهاربند کماتش تاب که در این تحقیق استفاده شده، مشابه منحنی رفتاری بدست آمده از آزمایش‌های صورت گرفته در تحقیقات انجام‌شده در مرجع [۲۳] است.



شکل (۳): شکل مهاربندی قاب‌های دوازده طبقه



شکل (۶): نمودار میله‌ای سختی اولیه قاب‌های سه‌دهانه



شکل (۷): نمودار میله‌ای سختی اولیه قاب‌های پنج‌دهانه

۸، ۱۲ و ۱۶ مربوط به قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کمناش تاب و سپس قاب مهاربندی شده با مهاربند معمولی است. اما در بین قاب‌های چهار طبقه، قاب مهاربندی شده با مهاربند معمولی بیشترین مقاومت را دارد. دلیل این امر، احتمالاً سختی بسیار زیاد این نوع قاب چهار طبقه در مقایسه با دیگر قاب‌ها است.

۵-۱- مقایسه مقاومت قاب‌های مورد مطالعه

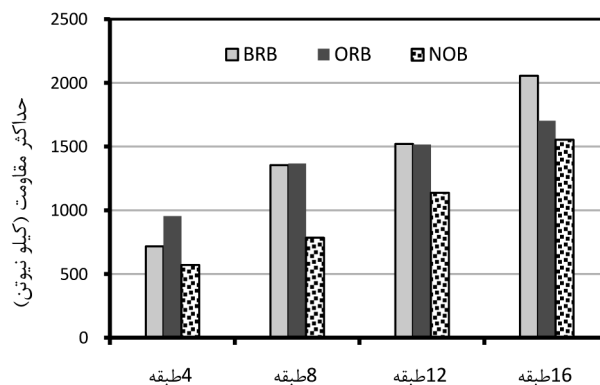
با توجه به شکل (۴) می‌توان نتیجه گرفت که مقاومت قاب‌های چهار طبقه و سه‌دهانه در سامانه مهاربندی معمولی با اختلاف زیادی از دیگر سامانه‌ها بیشتر بوده و مقاومت سامانه قاب خمشی بدون مهاربند از همه کمتر است. اما مقدار آن به مقاومت سامانه مهاربند کمناش تاب تقریباً نزدیک است. این نتیجه در شکل (۲) در ارتباط با قاب‌های چهار طبقه و پنج‌دهانه نیز دیده می‌شود. همان‌طور که در شکل‌های (۴) و (۵) نشان داده شده است، مقدار مقاومت در قاب‌های هشت طبقه در دو نوع قاب با سامانه مهاربند معمولی و مهاربند کمناش تاب بسیار به یکدیگر نزدیک هستند.

مقاومت سامانه‌های با مهاربند کمناش تاب در قاب‌های دوازده و شانزده طبقه از سایر سامانه‌ها بیشتر است. بنابراین، با توجه به این نکات می‌توان این‌طور نتیجه گرفت که مقاومت سامانه قاب با مهاربند کمناش تاب در مقایسه با سامانه‌های دیگر (با مهاربند معمولی و بدون

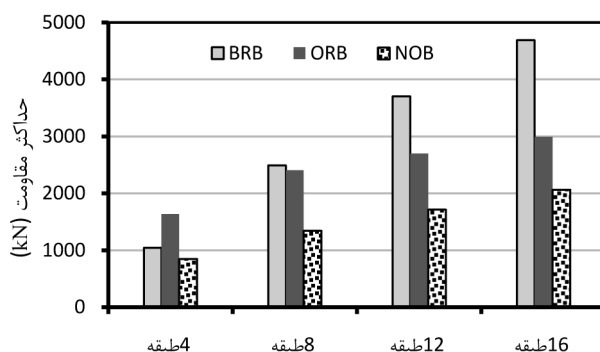
همان‌طور که از عملکرد مهاربند کمناش تاب نیز انتظار می‌رود، فرض می‌شود که نه تنها هیچ کمناش کلی و موضعی در مهاربند رخ نمی‌دهد و انتقال نیروی محوری از هسته به ملات و پوسته صورت نمی‌گیرد، بلکه خود هسته است که کل نیروی محوری اعم از فشاری و کششی را تحمل می‌کند. طراحی این قاب‌ها مطابق با مبحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان [۲۴، ۲۵] برای ۱۰۰ درصد نیروی زلزله منطقه طراحی شده است. ضریب رفتار اولیه برای قاب‌های با مهاربند کمناش تاب و قاب‌های با مهاربند معمولی برابر با ۸ و قاب‌های بدون مهاربند برابر با ۷ در نظر گرفته شده است.

۵-۲- بررسی نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی

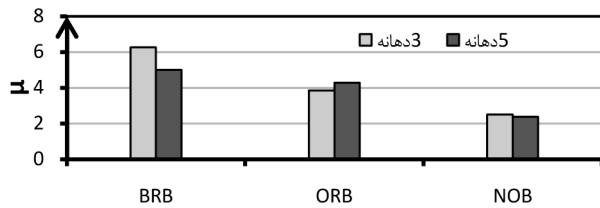
قاب‌های انتخاب شده تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) قرار گرفته و در جایی که نمودار ظرفیت بدست آمده دچار کاهش ناگهانی مقاومت می‌شود، به عنوان معیار خرابی سازه در نظر گرفته شده است. در این تحقیق، سختی و مقاومت برای هر قاب و برای تمام حالات بارگذاری تعیین شده است و در شکل‌های (۴) و (۷) به صورت نمودار میله‌ای با یکدیگر مقایسه شده‌اند. شکل‌های مذکور نشان می‌دهند که قاب‌های پنج‌دهانه نسبت به قاب‌های مشابه سه‌دهانه از مقاومت و سختی بالاتری برخوردارند. همچنین بیشترین مقاومت در قاب‌ها با تعداد طبقات



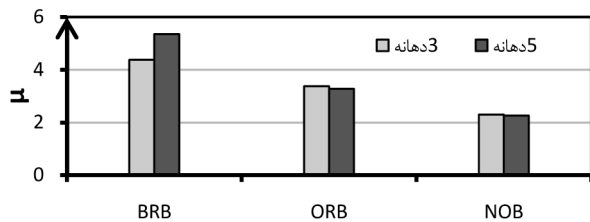
شکل (۴): نمودار میله‌ای مقاومت بیشینه قاب‌های سه‌دهانه



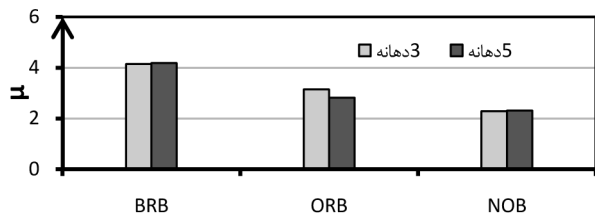
شکل (۵): نمودار میله‌ای مقاومت بیشینه قاب‌های پنج‌دهانه



شکل (۹): نمودار ضریب شکل‌پذیری در قاب‌های هشت طبقه



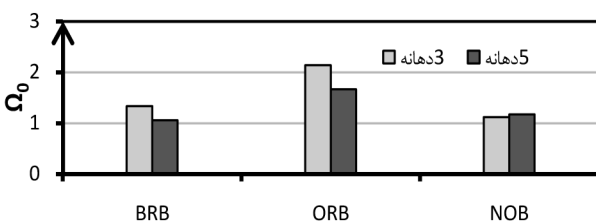
شکل (۱۰): نمودار ضریب شکل‌پذیری در قاب‌های دوازده طبقه



شکل (۱۱): نمودار ضریب شکل‌پذیری در قاب‌های شانزده طبقه

این عدد در قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کماتش تاب در حدود ۵ بوده و در قاب‌های با مهاربند معمولی در حدود ۴ و همچنین در قاب‌های بدون مهاربند در حدود ۲/۵ است که نشان‌دهنده این است که قاب‌های با مهاربند کماتش تاب دارای شکل‌پذیری بالایی نسبت به سایر سامانه‌ها هستند و رفتار مطلوبی را از لحاظ شکل‌پذیری خواهند داشت.

بطور کلی و با مقایسه شکل‌های (۱۲) تا (۱۵)، این نتیجه بدست می‌آید که ضریب مقاومت افزون سامانه‌های دارای مهاربند معمولی و کماتش تاب تقریباً در یک حد قرار دارند. اما این ضریب در هر دو سامانه از سامانه بدون مهاربند بالاتر است. این موضوع نشان‌دهنده آن است که این دو سامانه بعد از تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه، مقاومت بیشتری را تا رسیدن به مقاومت بیشینه تحمل می‌کنند. اما سامانه بدون مهاربند، اندکی پس از غیرخطی شدن اولین عضو، به مقاومت بیشینه خود می‌رسد



شکل (۱۲): نمودار ضریب مقاومت افزون در قاب‌های چهار طبقه

مهاربند) با افزایش ارتفاع بیشتر افزایش می‌یابد (روند افزایشی بیشتری دارد). در سازه‌های با ارتفاع متوسط به بالا، این سامانه نسبت به دو سامانه دیگر از مقاومت بالاتری برخوردار بوده و این نتیجه در قاب‌های پنج‌دهانه بیشتر مشهود است.

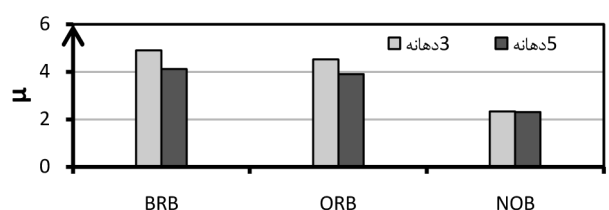
۲-۵- مقایسه سختی قاب‌های مورد مطالعه

با توجه به شکل‌های (۳) و (۴)، این نتیجه بدست می‌آید که سختی سامانه‌های با مهاربندی معمولی با تعداد طبقات چهار و هشت از سایر سامانه‌ها بیشتر بوده و این اختلاف به ویژه در قاب‌های چهار طبقه کاملاً مشهود است. همچنین سختی قاب خمشی بدون مهاربند از همه کمتر است. با افزایش ارتفاع سازه، سختی نسبی سامانه‌های مهاربندی شده با مهاربند کماتش تاب از سایر سامانه‌ها بیشتر می‌شود؛ یعنی مقدار سختی کمتر کاهش می‌یابد. زیرا همان‌طور که از شکل‌ها نیز مشخص است، سختی تمامی انواع سامانه‌ها با افزایش ارتفاع کاهش می‌یابند.

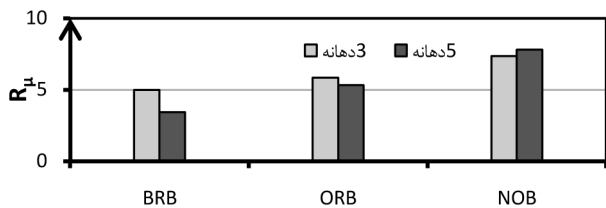
۳-۵- بررسی نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی و ضریب رفتار

همان‌طور که قبلاً نیز اشاره شد، استفاده از منحنی ظرفیت سازه و دوخطی کردن آن از انواع روش‌های محاسبه ضریب رفتار سازه به شمار می‌رود. در این تحقیق، منحنی‌های ظرفیت سازه‌های دارای مهاربند کماتش تاب تحت نوع بارگذاری حالت اول سازه حاصل شده و نمودار دوخطی آن بر طبق روش دستورالعمل ۳۶۰ [۲۷] برای سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) بدست آمده است. هدف از این کار، بررسی و مقایسه ضریب رفتار حاصل از این نتایج است. در این نمودارها، دو نقطه بر روی منحنی‌ها ترسیم شده است که یکی C_s و دیگری C_p بوده که به ترتیب بیانگر ضریب برش پایه در اولین جایی که قاب دچار تشکیل اولین مفصل پلاستیک می‌شود و حد تسلیم بدست آمده از منحنی دوخطی هستند. از این عوامل برای تعیین و بررسی ضریب رفتار و ضریب مقاومت افزون استفاده می‌شود. در ادامه به مقایسه نتایج بدست آمده از این نمودارها پرداخته شده است.

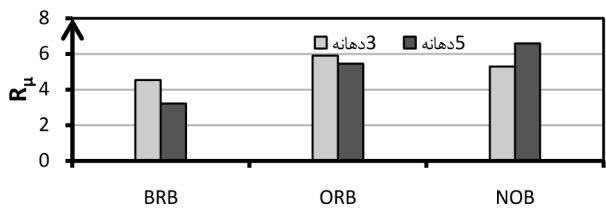
با توجه به شکل‌های (۸) تا (۱۱) دیده می‌شود که ضریب شکل‌پذیری (μ) قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کماتش تاب در تمامی قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه از سایر سامانه‌ها بالاتر است. این در حالی است که این ضریب در قاب‌های بدون مهاربند از سایر سامانه‌ها کمتر است. میانگین



شکل (۸): نمودار ضریب شکل‌پذیری در قاب‌های چهار طبقه



شکل (۱۸): نمودار ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری در قاب‌های دوازده طبقه



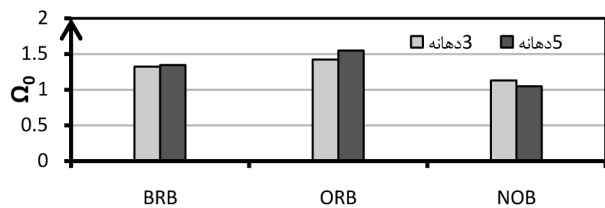
شکل (۱۹): نمودار ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری در قاب‌های شانزده طبقه

مهاربند معمولی در برخی از قاب‌ها نیز ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری از سامانه با مهاربند کم‌انحراف بیشتر است. نتیجه مهمی که در ارتباط با این ضریب بدست آمده، این است که این ضریب با بیشینه مقاومت سازه نسبت عکس داشته و از طرفی دیگر، تأثیر مستقیمی بر ضریب رفتار دارد. سازه‌ای که در آن، این عدد نه خیلی زیاد و نه خیلی کم باشد، بهترین عملکرد را خواهد داشت.

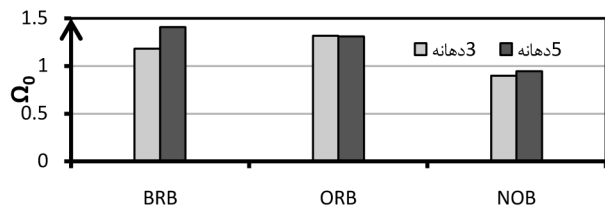
با توجه به طراحی اولیه‌ای که برای سازه‌ها و با فرضیات مربوط به ضریب رفتار صورت گرفته است، اگر این ضریب عدد کوچکی باشد نشان‌دهنده آن است که سازه محافظه‌کارانه طراحی شده است و نیروی برش پایه به اندازه کافی کاهش نیافته است. همچنین اگر این عدد بزرگ باشد، به این معنی است که مقاومت سازه کم بوده و سطح نیروی برشی قابل تحمل آن پایین است. با این تفسیر می‌توان نتیجه گرفت که در ارتباط با این ضریب هم سازه‌های با مهاربند (کم‌انحراف تاب و معمولی) وضعیت بهتری را نسبت به قاب خمشی بدون مهاربند دارند.

پس از محاسبه این مؤلفه‌ها، ضریب رفتار محاسبه می‌شود. به منظور محاسبه ضریب رفتار (همان‌طور که قبلاً نیز بیان شد)، باید از حاصلضرب ضریب مقاومت افزون در ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری استفاده نمود. ضریب بدست آمده در این حالت، ضریب رفتار حالت حدی نهایی خواهد بود که با حاصلضرب این ضریب در عدد ثابت ۱/۴ (یعنی ضریب کاهش تنش مجاز برای قاب‌های بتنی) ضریب رفتار روش تنش مجاز بدست می‌آید. این نتایج به صورت خلاصه در قالب نمودارهای میله‌ای در ادامه آمده است.

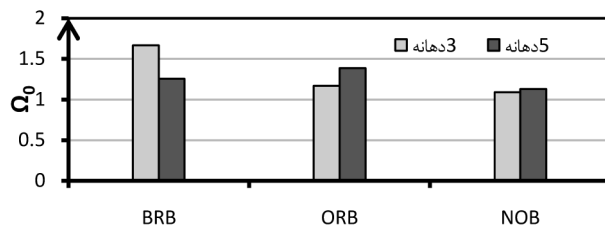
با استفاده از نتایج نشان داده شده در شکل‌های (۲۰) تا (۲۳)، ضریب رفتار متوسط بدست آمده برای قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کم‌انحراف تاب در حدود عدد هشت بوده که برابر با ضریب رفتار اولیه در نظر گرفته شده برای این سامانه است. قابل ذکر است که توصیه AISC



شکل (۱۳): نمودار ضریب مقاومت افزون در قاب‌های هشت طبقه



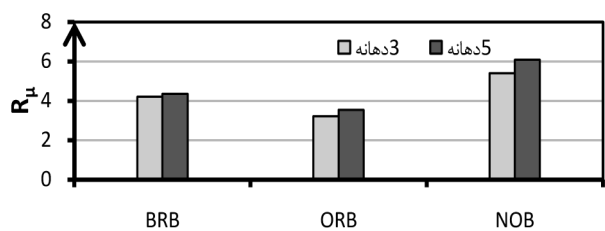
شکل (۱۴): نمودار ضریب مقاومت افزون در قاب‌های دوازده طبقه



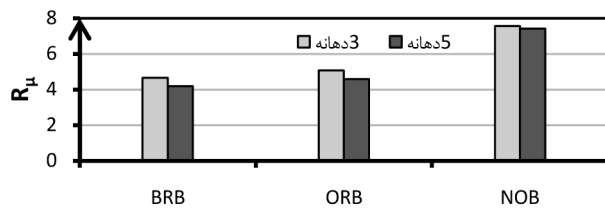
شکل (۱۵): نمودار ضریب مقاومت افزون در قاب‌های شانزده طبقه

(ضریب مقاومت افزون در این نوع سامانه در حدود عدد یک است).

شکل‌های (۱۶) تا (۱۹) نشان‌دهنده مقایسه بین ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری هستند. از این شکل‌ها این‌طور برمی‌آید که این ضریب در سامانه‌های بدون مهاربندی از سایر سامانه‌ها بیشتر است. در سامانه با



شکل (۱۶): نمودار ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری در قاب‌های چهار طبقه



شکل (۱۷): نمودار ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری در قاب‌های هشت طبقه

(۱) در بین تمامی قاب‌های مورد مطالعه، ضریب شکل‌پذیری قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربند کمانش تاب از سایر سامانه‌ها بیشتر است.

(۲) در بین تمامی قاب‌های مورد مطالعه، ضریب شکل‌پذیری قاب‌های بدون مهاربند از سایر سامانه‌ها کمتر است.

(۳) میانگین ضریب شکل‌پذیری در قاب‌های با مهاربند کمانش تاب در حدود ۵ است.

(۴) میانگین ضریب شکل‌پذیری در قاب‌های با مهاربند متداول در حدود ۴ است.

(۵) میانگین ضریب شکل‌پذیری در قاب‌های بدون مهاربند در حدود ۲/۵ است.

(۶) قاب‌های با مهاربند کمانش تاب، شکل‌پذیری بالاتری را نسبت به سایر سامانه‌ها دارند.

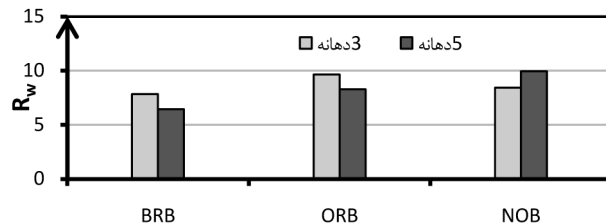
(۷) ضریب مقاومت افزون در سامانه‌های مهاربندی‌شده با مهاربند معمولی و کمانش تاب به یکدیگر نزدیک هستند.

(۸) کمترین ضریب مقاومت افزون مربوط به قاب‌های بدون مهاربند است.

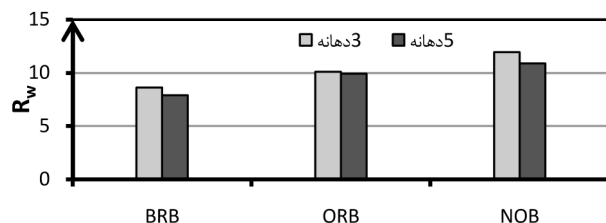
(۹) متوسط ضریب رفتار بدست آمده برای سامانه مهاربندی‌شده با مهاربند کمانش تاب در حدود ۸ بدست آمده است.

۷- مراجع

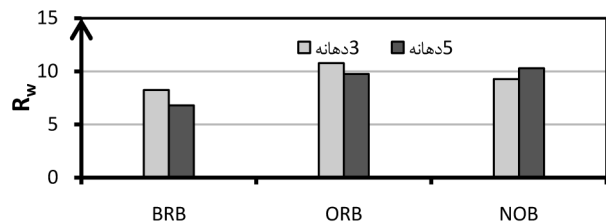
- [1] Wakabayashi, M.; Nakamura, T.; Kashibara, A.; Morizono, T. and Yokoyama, H.; "Experimental of Elasto-plastic Properties of Precast Concrete Wall Panels with Built-in Insulating Braces," *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan*, pp. 1041-1044, 1973.
- [2] Murata, Y.; Mochizuki, S.; Andou, N. and Takahashi, S.; "An Experimental Study on Buckling of Unbounded Braces under Centrally Applied Loads," *Annual Meeting, Architectural Institute of Japan*, pp. 1913-1914, 1980.
- [3] Watanabeh, A., Hitomi, Y., Saeki, E., Wada, A. and Fujimoto, M.; "Properties of Brace Encased in Buckling-Restraining Concrete and Steel Tube," *Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering, Japan*, Vol. 4, pp. 719-724, 1988.
- [4] Uang, C. and Mand-Nakashima, M.; "Buckling-Restraining Braced Frame," *CRC*, 2004.
- [5] Sabelli, R.; "Research on Improving the Design and Analysis of Earthquake Restrained



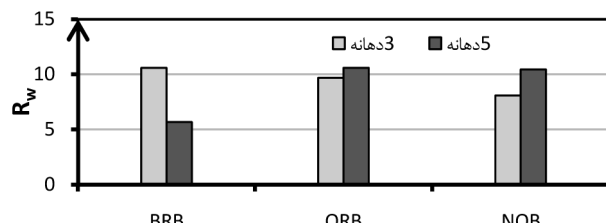
شکل (۲۰): نمودار ضریب رفتار در قاب‌های چهار طبقه



شکل (۲۱): نمودار ضریب رفتار در قاب‌های هشت طبقه



شکل (۲۲): نمودار ضریب رفتار در قاب‌های دوازده طبقه



شکل (۲۳): نمودار ضریب رفتار در قاب‌های شانزده طبقه

برای قاب‌های فولادی خمشی مهاربندی‌شده با مهاربند کمانش تاب در حالت حدی نهایی، عدد هشت بوده که با توجه به شکل‌پذیری بیشتر قاب‌های فولادی در مقایسه با قاب‌های بتن مسلح، قابل توجیه است.

۶- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، تعداد ۲۴ قاب بتن مسلح در سه حالت بدون مهاربند، دارای مهاربند متعارف و دارای مهاربند کمانش تاب، با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ که هر یک دارای تعداد دهانه سه و پنج هستند، مطابق با مبحث نهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده‌اند و تحت بارگذاری استاتیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند. سپس مؤلفه‌های مؤثر در ضریب رفتار برای تمامی قاب‌ها محاسبه شده است. نتایج بدست آمده حاصل از این تحقیق به شرح زیر است:

- (in Persian).
- [15] Zahraei, S. M. and Dehghani-Ranani, M.; "Use of Buckling-Restrained Braced Frames in Seismic Retrofitting of V-Baguette," *Journal of Engineering Department*, Vol. 29, No. 3, 2011 (in Persian).
- [16] Housing and Urban Development Research Center (BHRC); "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard No. 2800)," 4th Edition, Annex No. 253, 2005 (in Persian).
- [17] Tasnimi, A. A. and Masoumi, A.; "Estimation of Response Modification Factors for RC-MRF Structures," *Building and Housing Research Center*, R-436, 2006 (in Persian).
- [18] Maheri, M. R.; Kousari, R. and Razazan, M.; "Push-over Tests on Steel X-braced and Kneebraced RC Frames," *Engineering Structures*, Vol. 25, No. 13, pp. 1697–1705, 2003.
- [19] Abou-Elfath, H. and Ghobarah, A.; "Behaviour of Reinforced Concrete Frames Rehabilitated with Concentric Steel Bracing," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 27, No. 3, pp. 433–444, 2000.
- [20] Dehghan, F.; "Seismic Performance and Behavior Factor of Buckling Restrained Braced Reinforced Concrete Frames," *M.Sc. Thesis*, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran, 2010 (in Persian).
- [21] Jokar, H. R.; "Effect of Buckling-Restrained Braces on Seismic Behavior of Reinforced Concrete Frame," *M.Sc. Thesis*, Yazd University, Yazd, Iran, 2008 (in Persian).
- [22] AISC; "Seismic Provision for Structural Steel Building," ANSI/AISC 341–05.
- [23] Black, C. et al.; "Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling Restraining Unbonded Braces," *Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering*, University of California, Berkeley, 2002.
- [24] Bureau of Dessimination and Promotion of National Building Regulations; "Iranian National Building Regulation Part-10, Design and Construction of Steel Buildings," *Iran Development Publisher*, 2008 (in Persian).
- [25] Bureau of Dessimination and Promotion Steel Braced Frames," *The 2000 NEHRP Professional Fellowship Report*, EERI, Oakland, CA, 2001.
- [6] Xie, Q.; "State of the Buckling Rstraining Brace in Asia," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, No. 6, pp. 727–774, 2005.
- [7] Shuhaibar, C.; Lopez, W. A. and Sabelli, R.; "Buckling-Restrained Braced Frames," *Seminar on Response Modification Technologies for Performance-based Seismic Design*, ATC-17-2, ATC and MCEER, pp. 321–328, 2002.
- [8] Guo, Y. L.; Liu, J. B.; Hu, D. B. and Deng, K.; "The Restraining Requirements for the Buckling Restrained Brace," *Journal of Advances in Steel Structures*, Vol. 1, pp. 1–16, 2005.
- [9] Xie, Q.; "Dual System Design of Steel Frames Incorporating Buckling Restrained Braces," *Journal of Advances in Steel Structures*, Vol. 1, p. 315, 2005.
- [10] Wigle, V. R. and Fahnestock, L. A.; "Buckling-Restrained Braced Frame Connection Performance," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, No. 1, pp. 65–74, 2009.
- [11] Ju, Y. K.; Kim, M. H.; Kim, J. and Kim, S. D.; "Component Tests of Buckling-Restrained Braces with Unconstrained Length," *Journal of Engineering Structures*, Vol. 31, No. 2, pp. 507–516, 2009.
- [12] Andrews, B. M.; Fahnestock, L. A. and Song, J.; "Ductility Capacity Models for Buckling-Restrained Braces," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, No. 8, pp. 1712–172, 2009.
- [13] Lopez, W. A. and Sabelli, R.; "Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames," *Steel Tips, Structural Steel Educational Council, Research Report*, 2004.
- [14] Sanam, S. and Foumani, M.; "Performance Evaluation of Buckling-Restrained Braced Frames According to the Geometric and Mechanical Properties of Coated Materials," *M.Sc. Thesis*, Department of Civil and Environmental Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran, 2006

- Language Manual,” *University of California, Berkeley*, 2007.
- [27] Management and Planning Organization; “Instruction for Rehabilitation of Existing Buildings,” No. 360, Tehran, Iran, 2014 (in Persian).
- of National Building Regulations; “Iranian National Building Regulation Part-9, Design and Construction of Concrete Buildings,” *Publication of Iran Development*, 2006 (in Persian).
- [26] Mazzoni, S.; McKenna, F.; Scott, M. and Fenves, G. L.; “OpenSees Command