

ارزیابی ضریب کاهش شکل‌پذیری مهاربندهای ۷ و ۸ ترکیبی

Research Note

ابانصر اصغری (استادیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه

در این پژوهش، کارانی الزامات جدید آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ی ساختمان‌های فولادی و نیز تأثیر تعداد طبقات در ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های مهاربندی شده از نوع ۷ و ۸ ترکیبی مورد ارزیابی قرار گرفته است. براساس نتایج این پژوهش، بیشینه ارتفاع مجاز این نوع قاب‌های مهاربندی شده معمولی، می‌تواند از مقدار مورد نظر آیین‌نامه‌ی ASCEV (۷/۱ متر) بیشتر در نظر گرفته شود و می‌تواند تا ۵ طبقه (حدوداً ۱۵ متر) نیز افزایش یابد. به لحاظ میزان مصالح مصرفی، این نوع قاب‌های مهاربندی شده ویژه نسبت به قاب‌های مهاربندی شده معمولی به ترتیب برای قاب‌های از ۱ تا ۱۶ طبقه، ۰ الی ۲۹ درصد مقرون به صرفه‌تر است. همچنین مطابق نتایج به دست آمده، ضریب رفتار پیشنهاد شده در پیش‌نویس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران ($R = 5.75$) برای قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه منطقی‌تر از ضریب رفتار پیش‌بینی شده در آیین‌نامه‌ی ASCEV ($R = 6$) است. متأسفانه در این نوع قاب‌های مهاربندی شده ویژه، در قاب‌های حدوداً بالای ۱۰ طبقه، شکل‌پذیری مورد نیاز تأمین نمی‌شود و برای قاب‌های بالای ۱۰ طبقه باید از ضریب رفتار کوچک‌تری استفاده شود. براساس نتایج این پژوهش، برای این نوع قاب‌های مهاربندی شده ویژه و بالای ۱۰ طبقه، ضریب رفتار می‌تواند به میزان بیشینه‌ی ۵ در نظر گرفته شود.

واژگان کلیدی: ضریب رفتار، شکل‌پذیری، ضریب کاهش شکل‌پذیری، مهاربندهای شورن، تحلیل پوش‌اور، تغییرمکان هدف.

a.asghari.69@gmail.com

۱. مقدمه

امروزه بیشتر آیین‌نامه‌های محاسبه‌ی ساختمان در برابر زلزله‌های شدید بر این اساس تدوین شده‌اند که در زمان وقوع زلزله‌های شدید که ممکن است به‌ندرت در طول عمر مفید ساختمان اتفاق بیفتد، باید از خرابی سازه و از وارد شدن خسارت‌های جدی به آن جلوگیری کرد. زیرا اگر طراحی آنها به گونه‌ی باشد که رفتار سازه در محدوده‌ی کشسان نگه داشته شود، با وجود اینکه سازه در برابر زلزله می‌تواند عملکرد مطلوبی داشته باشد، طرح حاصل به یک طرح غیراقتصادی منتهی می‌شود. به همین دلیل در بیشتر آیین‌نامه‌های زلزله، در زلزله‌های شدید، ورود رفتار سازه‌های ساختمانی به مرحله‌ی غیرکشسان امری منطقی و ضروری فرض شده است و متخصصان بر این باورند که اگر یک سازه‌ی ساختمانی که به‌طور صحیح طراحی شده قادر باشد در اثر تکان‌های شدید زلزله در محدوده‌ی غیرکشسان تغییرمکان دهد، می‌تواند به‌مقدار زیاد، انرژی ناشی از زلزله را مستهلک و اهداف اصل یاد شده را تأمین کند.

و مستلزم صرف هزینه‌های بسیار زیاد است و تفسیر نتایج به دست آمده از این‌گونه تحلیل‌ها مستلزم داشتن دانش نسبتاً بالایی است، لذا آیین‌نامه‌ها در تعیین مقدار نیروی زلزله اجازه می‌دهند در صورتی که رفتار سازه کشسان فرض شود، مقدار نیروی زلزله می‌تواند با ضریب $1/R$ کاهش داده شود. معایب استفاده از تحلیل کشسان براساس نیروی کاهش یافته با ضریب $1/R$ در آن است که اولاً تخمین مقاومت واقعی سازه ممکن نیست. به عبارت دیگر، مقایسه‌ی R واقعی طرح شده با R پیشنهاد شده در آیین‌نامه، برای طراح ممکن نیست. ثانیاً مقادیر تغییرمکان‌های غیرکشسان را نمی‌توان با یک تحلیل کشسان برآورد کرد.

در این پژوهش تلاش شده است ابتدا با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی، ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ۷ و ۸ ترکیبی مورد ارزیابی قرار گیرد، سپس مقدار ضریب کاهش شکل‌پذیری به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی با ضریب کاهش شکل‌پذیری مورد نیاز مقایسه و در پایان به این سؤال پاسخ داده شود که آیا این نوع قاب‌های ساختمانی، شکل‌پذیری مورد نظر آیین‌نامه‌ها را تأمین می‌کنند یا نه؟ و برای بهبود رفتار این‌گونه سیستم‌های سازه‌ی چه راهکارهایی باید اندیشیده شود؟

راه‌حل کلی برای بررسی رفتار غیرکشسان سازه‌های ساختمانی، تحلیل دینامیکی غیرخطی آنهاست. ولی از آنجا که این‌گونه تحلیل‌ها نسبتاً پیچیده، زمان‌گیر

نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۲/۱۲/۲۱، اصلاحیه ۱۳۹۳/۳/۴، پذیرش ۱۳۹۳/۳/۲۷

۲. مهاربندهای ۷ و ۸ ترکیبی

قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرا، یکی از قدیمی‌ترین سیستم‌های سازه‌یی به‌شمار می‌روند، که از گذشته‌ی نسبتاً دور مورد توجه مهندسان طراح قرار گرفته است. یکی از نگرانی‌های اصلی در این‌گونه سیستم‌های سازه‌یی کماتش اعضا مهاربندی در هنگام زلزله و در نتیجه کاهش شکل‌پذیری این‌گونه سیستم‌های سازه‌یی است. [۱۰] در سال‌های اخیر برای جلوگیری از کماتش اعضا مهاربندی و نیز افزایش شکل‌پذیری این‌گونه سیستم‌های سازه‌یی، مطالعات گسترده‌یی صورت گرفته است. برخی پژوهشگران (۲۰۰۴) در مطالعات خود نشان داده‌اند که استفاده از مهاربندهای همگرای کماتش‌ناپذیر می‌تواند رفتار این‌گونه قاب‌ها را بهبود بخشد و نتیجتاً شکل‌پذیری آنها را افزایش دهد. [۱۱]

پژوهشگران دیگری (۲۰۰۶) نیز در مطالعات خود نشان داده‌اند که استفاده از مهاربندهای زاوئی، در صورتی که سایر اعضا برای نیروی نظیر تسلیم برشی اعضای زاوئی طراحی شوند، به واسطه‌ی تغییر شکل‌های غیرکشسان اعضای زاوئی از کماتش مهاربندها جلوگیری و بخش زیادی از انرژی ناشی از زلزله مستهلک می‌شود. [۱۲]

متناسب با نتایج به‌دست‌آمده از پژوهش‌های صورت‌گرفته بر روی این‌گونه سیستم‌های سازه‌یی، از سال ۲۰۱۰ به بعد آئین‌نامه‌های طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله نیز تلاش کرده‌اند تا حدودی ضعف‌های این‌گونه سیستم‌های سازه‌یی را پوشش دهند. به همین منظور ویرایش چهارم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۲) و نیز آئین‌نامه‌ی AISC ۳۴۱-۱۰، ضمن معرفی قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی همگرای معمولی و ویژه، برای هر کدام از آنها الزامات خاصی ارائه کرده‌اند. [۱۳] مطابق آئین‌نامه‌های مذکور، برای طراحی لرزه‌یی قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی همگرای معمولی و به شکل ۷ و ۸، رعایت این ضوابط الزامی است:

الف) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندها باشند.

ب) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید به این شرح قادر به تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی ضریب‌دار باشند: نیروی لرزه‌یی مهاربند کششی، کمترین دو مقدار $R_y F_y A_g$ و نیروی کششی ناشی از ترکیبات بار زلزله‌یی تشدید یافته و نیروی لرزه‌یی مهاربند فشاری برابر $0.3 P_n$.

همچنین در این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی ویژه، مقاومت‌های طراحی تیرها و ستون‌ها نباید از نیروهای ناشی از این تحلیل‌ها کوچکتر در نظر گرفته شوند:

الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندهای کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری برابر $0.14 F_{cr} A_g$ است.

ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندهای کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری برابر $0.3 \times 0.14 F_{cr} A_g$ است، که در آن: $R_y F_y A_g$: نیروی موردانتظار مهاربندهای کششی؛ P_n : مقاومت فشاری اسمی مهاربند فشاری؛ $0.14 F_{cr} A_g$: نیروی موردانتظار مهاربندهای فشاری؛ A_g : سطح مقطع کلی عضو مهاربندی؛ F_y : تنش تسلیم تعیین‌شده‌ی فولاد؛ R_y : نسبت تنش تسلیم موردانتظار فولاد به میزان کمینه‌ی تنش تسلیم تعیین‌شده، به منظور در نظر گرفتن افزایش مقاومت مورد نیاز؛ F_{cr} : تنش فشاری موردانتظار ناشی از کماتش؛ و F_{yc} : تنش تسلیم موردانتظار فولاد و برابر $R_y F_y$ است.

۳. معرفی قاب‌های مورد مطالعه

در این پژوهش برای ارزیابی ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرا و به صورت ۷ و ۸ ترکیبی، از ۱۶ قاب ساختمانی ۱ تا ۱۶ طبقه استفاده شده است (شکل ۱). فرضیات به‌کاررفته در تحلیل و طراحی قاب‌های مذکور عبارت‌اند از:

- تعداد دهانه‌ی قاب‌ها ۴، طول دهانه‌ها برابر ۵ متر، و ارتفاع طبقات برابر ۳٫۴ متر فرض شده است.
- فرض شده است این قاب‌ها مربوط به یک ساختمان سه‌بندی هستند، که سهم بارگیر ثقلی آنها ۳ متر و سهم بارگیر لرزه‌یی آنها ۴ برابر سهم بارگیر ثقلی آنهاست.
- فرض شده است بار زنده‌ی طبقات برابر 2.0 کیلوگرم بر مترمربع، بار مرده برابر 6.0 کیلوگرم بر مترمربع و بار ناشی از دیوار پیرامونی برابر 1.0 کیلوگرم بر متر طول است. به‌عبارت دیگر، بار مرده و زنده‌ی وارد بر تیرها به ترتیب برابر 2.8 و 0.6 تن بر متر طول فرض شده است.
- بارگذاری زلزله مطابق استاندارد 2800 ایران صورت گرفته است. با این تفاوت که برای تخمین ضریب رفتار قاب از آئین‌نامه‌ی ASCE 7 و پیش‌نویس ویرایش چهارم استاندارد 2800 ایران استفاده شده است. سایر پارامترهای مرتبط با بارگذاری زلزله به این شرح فرض شده‌اند: [۱۴]

$$V = \frac{ABLW}{R} \quad \text{برش پایه}$$

$$A = 0.35 \quad \text{بهنه با خطر نسبی خیلی زیاد}$$

$$T_s = 0.5, T_1 = 0.1, S = 1.5 \quad \text{خاک نوع ۲}$$

$$I = 1 \quad \text{ساختمان با اهمیت متوسط}$$

$$\begin{cases} B = 1 + S(T/T_1) & 0 \leq T \leq T_1 \\ B = 1 + S & T_1 \leq T \leq T_s \\ B = (1 + S)(T_s/T)^{0.75} & T \geq T_s \end{cases}$$

$$T = \min(0.25 \times 0.5 H^{0.75}, T_{analyse})$$

$$R = 3.25 \quad \text{برای قاب‌های با مهاربندی‌های همگرای معمولی}$$

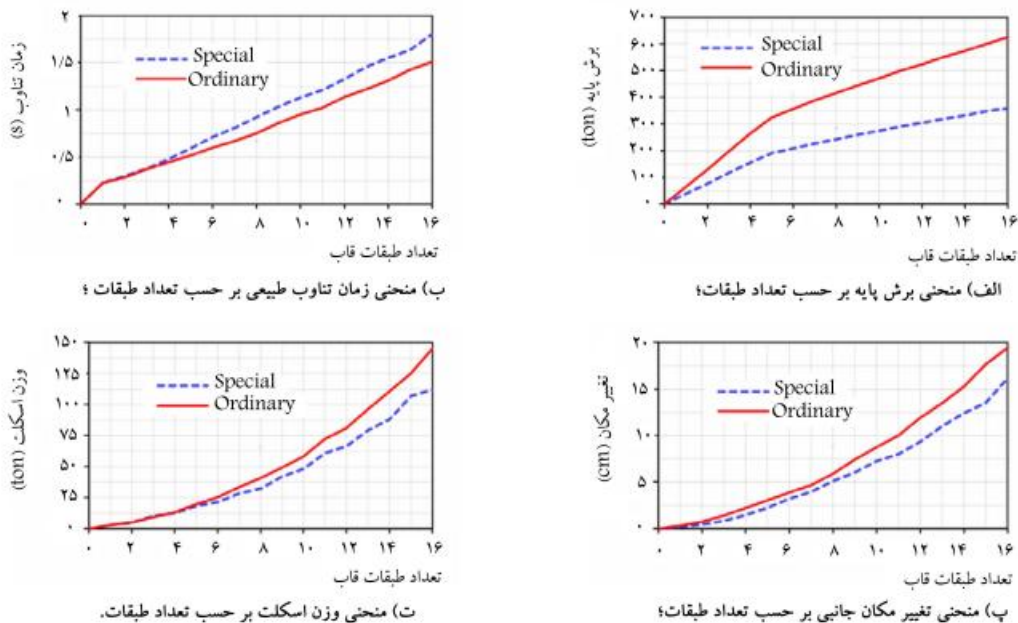
$$R = 5.5 \quad \text{برای قاب‌های با مهاربندهای همگرای ویژه}$$

- تحلیل و طراحی قاب‌ها به کمک نرم‌افزار ETABS و براساس روش ضریب بار و مقاومت (LRFD) صورت گرفته است. [۱۵]

۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی و به شکل ۷ و ۸ ترکیبی، براساس ضریب رفتار 3.25 و با رعایت الزامات تکمیلی عنوان‌شده در بخش ۲، طوری طراحی شده‌اند که نسبت ظرفیت به تقاضا در کلیه‌ی اعضا مساوی و یا



شکل ۱. قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرا و به شکل ۷ و ۸ ترکیبی.



شکل ۲. مقایسه‌ی برش پایه، زمان تناوب اصلی، تغییر مکان جانبی بیشینه و وزن اسکلت قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی و ویژه و به شکل ۷ و ۸ ترکیبی.

همگرایی ویژه همواره انعطاف‌پذیرتر از قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی هستند. لازم به ذکر است که علی‌رغم انعطاف‌پذیری قاب‌های مهاربندی‌شده همگرایی ویژه نسبت به قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی، تغییر مکان جانبی بیشینه قاب‌های مهاربندی‌شده همگرایی ویژه همواره کمتر از تغییر مکان جانبی بیشینه قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی است و دلیل آن تأثیرگذاری بیشتر افزایش برش پایه در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی نسبت به قاب‌های مهاربندی‌شده همگرایی ویژه است.

بعد از ارزیابی برخی از پاسخ‌های کشسان قاب‌های مهاربندی‌شده ۷ و ۸ ترکیبی، حال این پرسش مطرح است که کدامیک از سیستم‌های سازه‌ی قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ۷ و ۸ ترکیبی معمولی و ویژه، شکل‌پذیری پیشنهادشده در آیین‌نامه‌های طراحی را بهتر تأمین می‌کنند. در بخش‌های بعدی این پژوهش به این موضوع پرداخته شده است.

۴. ضریب کاهش شکل‌پذیری

روش‌های محاسبه‌ی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله با قبول این اصل که سازه در زلزله‌های شدید تحت اثر تنش‌ها و تغییر شکل‌های بالای حد کشسان قرار می‌گیرد، قابلیت تغییرشکلی را که در منطقه‌ی غیرکشسان وجود دارد، معیار شکل‌پذیری قرار داده‌اند و آن را با ضریب شکل‌پذیری μ بیان می‌کنند، که بر حسب تعریف عبارت است از نسبت تغییر شکل بیشینه قابل استفاده (بدون خرابی) به تغییر شکل نظیر تسلیم یا جاری شدن (رابطه‌ی ۳):

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (3)$$

در بیشتر آیین‌نامه‌های زلزله، ضریب R به عنوان ضریب رفتار ساختمان نام‌گذاری شده و در برگیرنده‌ی آثار عواملی از قبیل: درجه‌ی نامعینتی، اضافه مقاومت موجود،

کوچک‌تر از ۱ باشد. رعایت ضابطه‌ی تکمیلی ارائه‌شده در بخش ۲ برای ۱۶ قاب مهاربندی‌شده ویژه و موردنظر، بدین طریق صورت گرفته است که پس از طراحی سازه براساس آیین‌نامه‌های بارگذاری زلزله با ضریب رفتار ۵/۵، ابتدا مهاربندها از مدل حذف و برای جلوگیری از ناپایداری سیستم، کف‌های سازه در برابر حرکت جانبی مقید شده‌اند. سپس با اعمال نیروهای لرزه‌ی ارائه‌شده در بخش ۲، در راستای امتداد مهاربندها، قاب‌ها در حضور بارهای ثقلی ضریب‌دار تحلیل و مورد طراحی مجدد قرار گرفته‌اند.^[۴] در شکل ۲، برش پایه، زمان تناوب اصلی، تغییر مکان جانبی بیشینه و وزن اسکلت این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده، در دو سطح شکل‌پذیری معمولی و ویژه نمایش داده شده است.

همان‌گونه که از نمودارهای شکل ۲ مشاهده می‌شود، در قاب‌های مهاربندی‌شده معمولی، برش پایه حدوداً به نسبت ۵/۵ به ۳/۲۵ یعنی حدوداً ۱/۷ برابر برش پایه در مهاربندهای ویژه است. اما این بدان معنا نیست که وزن اسکلت و تغییر مکان جانبی بیشینه نیز حدوداً به همین میزان با هم اختلاف خواهند داشت. زیرا در قاب‌های مهاربندی‌شده ویژه رعایت الزامات تکمیلی لرزه‌ی سخت‌گیرانه‌تر، معادل افزایش هدف‌دار برش پایه است.

مطابق نمودارهای شکل ۲، تأمین الزامات لرزه‌ی سخت‌گیرانه‌تر در قاب‌های مهاربندی‌شده ویژه موجب نشده است که وزن اسکلت و تغییر مکان جانبی بیشینه از وزن اسکلت و تغییر مکان جانبی بیشینه قاب‌های مهاربندی‌شده معمولی فراتر رود. به عبارت دیگر، می‌توان گفت که در قاب‌های مهاربندی‌شده ویژه، وزن اسکلت و تغییر مکان جانبی بیشینه همواره کوچک‌تر از وزن اسکلت و تغییر مکان جانبی بیشینه قاب‌های مهاربندی‌شده معمولی است. مطابق نمودار شکل ۲، این اختلاف در قاب‌های کوتاه‌مرتبه بسیار کم، ولی در قاب‌های بلندمرتبه بیشتر می‌شود، به طوری که در قاب ۱۶ طبقه میزان صرفه‌جویی به حدود ۲۹٪ می‌رسد. نکته‌ی دیگری که از نمودارهای شکل ۲ مشاهده می‌شود، این است که زمان تناوب اصلی قاب‌های مهاربندی‌شده ویژه همواره بزرگ‌تر از زمان تناوب طبیعی قاب‌های مهاربندی‌شده معمولی است. به عبارت دیگر، قاب‌های مهاربندی‌شده

براساس آئین‌نامه‌ی فیما ۳۵۶^[۱۰] روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یا پوش‌اوریکی از روش‌های قابل قبول برای برآورد میزان ضریب کاهش شکل‌پذیری است. براساس روش ذکرشده، پژوهشگران مختلف روابط مختلفی را برای برآورد میزان ضریب کاهش شکل‌پذیری ارائه کرده‌اند، که در اینجا به چند نمونه از آنها پرداخته شده است:

۱. روش مبتنی بر مفهوم تساوی تغییرمکان‌ها و مفهوم تساوی سطح زیر منحنی نیرو- تغییرمکان^[۱۱]: براساس این روش سیستم‌های سازه‌یی که زمان تناوب طبیعی بزرگی دارند (مثلاً بیش از ۱ ثانیه)، تغییرمکان پیشینه نظیر حالت کشسان فرضی و تغییرمکان پیشینه نظیر حالت غیرکشسان (که برابر است با کوچکترین مقدار تغییرمکان نظیر تشکیل مکانیزم و تغییرمکان هدف) اختلاف اندکی با هم دارند و برای این‌گونه سیستم‌های سازه‌یی براساس این روش ضریب کاهش شکل‌پذیری از رابطه‌ی ۹ تعیین می‌شود:

$$R_{\mu} = \mu \quad (9)$$

همچنین براساس این روش سیستم‌های سازه‌یی که زمان تناوب طبیعی نسبتاً کوچکی دارند (مثلاً کوچکتر از ۰/۵ ثانیه)، براساس تساوی سطح زیر منحنی نیرو- تغییرشکل در حالت‌های کشسان فرضی و غیرکشسان و با فرض رفتار ایده‌آل کشسان‌خمیری کامل، از رابطه‌ی ۱۰ تعیین می‌شود:

$$R_{\mu} = \sqrt{(2\mu - 1)} \quad (10)$$

۲. روش نیومارک و هال^[۱۳ و ۱۴]: فلسفه‌ی اصلی این روش بسیار مشابه با فلسفه‌ی روش مبتنی بر مفهوم تساوی تغییرمکان‌ها و مفهوم تساوی سطح زیر منحنی نیرو- تغییرمکان است، با این تفاوت که برای زمان‌های تناوب طبیعی متوسط (حدوداً بین ۰/۵ تا ۱ ثانیه) روابط مفصل‌تری ارائه شده است. با توجه به اینکه در این نوشتار از این روش استفاده نشده است، لذا از ذکر سایر جزئیات آن خوداری شده است.

۳. روش میراندا و برترو^[۱۵ و ۱۶]: مطابق این روش، ضریب کاهش شکل‌پذیری از رابطه‌ی ۱۱ تعیین می‌شود:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (11)$$

که در آن، ضریب Φ برای زمین‌هایی مشابه با زمین نوع دو استاندارد ۲۸۰۰ ایران از رابطه‌ی ۱۲ تعیین می‌شود:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{-2(\ln(T) - 0.2)^2} \quad (12)$$

که در آن، T_g زمان تناوب غالب زلزله است.

مطابق آئین‌نامه‌ی FEMA ۳۵۶ برای برآورد R_{μ} باید تغییرمکان هدف محاسبه و براساس آن منحنی ظرفیت دوخطی شود و براساس پارامترهای به‌دست‌آمده از منحنی دوخطی ضریب R_{μ} محاسبه شود. براساس تعریف، تغییرمکان هدف پیشینه، تغییرمکان جانبی است که ممکن است ساختمان طی یک زلزله تجربه کند. مطابق آئین‌نامه‌ی FEMA ۳۵۶، تغییرمکان هدف ساختمان‌های طراحی‌شده و یا مقاوم‌سازی‌شده از رابطه‌ی ۱۳ تعیین می‌شود^[۱۶]:

$$\delta_t = C_1 C_2 S_a \frac{T_c^{\gamma}}{F R T_g} g \quad (13)$$

و شکل‌پذیری در سازه است. تأثیر این عوامل در پاسخ عمومی سازه به همراه پاسخ کشسان فرضی به طور ترسیمی در شکل ۳ برای سازه‌هایی که براساس روش‌های حدی نهایی طراحی می‌شوند، نمایش داده شده است. مطابق شکل ۳، ضریب رفتار از رابطه‌ی ۴ تعیین می‌شود:

$$R = \Omega R_{\mu} \quad (4)$$

که در آن، Ω ضریب اضافه مقاومت و عبارت از نسبت نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم (یا نیرویی متناظر با تغییرمکان هدف) به نیروی متناظر با تشکیل اولین مفصل خمیری است، که از رابطه‌ی ۵ به‌دست می‌آید:

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

این ضریب به عوامل گوناگونی از قبیل درجات نامعینی سازه و امکان بازبخش نیروهای داخلی اعضا، مقاومت‌های بالاتر از حد مشخص‌شده‌ی مصالح مصرفی، محدودیت‌های آئین‌نامه‌یی بر روی تغییرمکان‌ها، ضوابط کمیته‌ی آئین‌نامه‌یی برای ابعاد و جزئیات قطعات، آثار اجزاء غیرسازه‌یی و غیره دارد. در میحث دهم مقررات ملی ساختمان و نیز در آئین‌نامه‌ی ASCEY، مقدار Ω برای قاب‌های ساختمانی ساده‌ی توأم با مهاربندهای همگرا برابر ۲ فرض شده است.

همچنین در رابطه‌ی ۴، R_{μ} ضریب کاهش شکل‌پذیری است. مطابق شکل ۳، ضریب کاهش شکل‌پذیری عبارت از نسبت نیروی نهایی وارد بر سازه، در صورتی‌که رفتار سازه کشسان فرض شود، به نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم (یا نیرویی متناظر با تغییرمکان هدف) است و از رابطه‌ی ۶ محاسبه می‌شود:

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

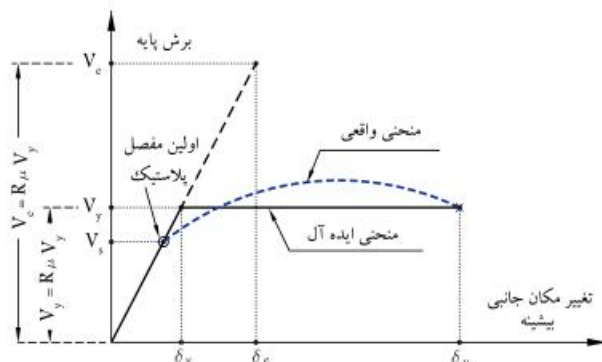
در صورتی‌که ضریب اضافه مقاومت قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرا برابر ۲ فرض شود، میزان کمیته‌ی ضریب کاهش شکل‌پذیری موردنیاز در این نوع قاب‌های ساختمانی از این روابط تعیین می‌شود:

الف) برای قاب‌های توأم با مهاربندهای همگرای معمولی (رابطه‌ی ۷):

$$R = 3/25 \Rightarrow R_{\mu} \geq \frac{3/25}{2} \Rightarrow R_{\mu} \geq 1/625 \quad (7)$$

ب) برای قاب‌های توأم با مهاربندهای همگرای ویژه (رابطه‌ی ۸):

$$R = 5/5 \Rightarrow R_{\mu} \geq \frac{5/5}{2} \Rightarrow R_{\mu} \geq 2/75 \quad (8)$$



شکل ۳. پاسخ غیرکشسان و پاسخ کشسان فرضی.

سازه است که از نقطه‌ی به مختصات (V_u, δ_u) و نقطه‌ی روی خط اول چنان ترسیم می‌شود که سطح زیر مدل رفتار دوخطی برابر سطح زیر منحنی غیرخطی تا نقطه‌ی (V_u, δ_u) باشد. نقطه‌ی (V_u, δ_u) روی منحنی ظرفیت سازه در تغییر مکان هدف یا تغییر مکان نظیر تشکیل مکانیزم، هر کدام که کمتر باشد، قرار دارد.

اگر چه ظاهراً به نظر می‌رسد که دوخطی کردن منحنی ظرفیت باید براساس روش آزمون و خطا صورت پذیرد، لیکن به دلیل آنکه در حد فاصل دو مفصل خمیری در سازه، رفتار سازه خطی فرض می‌شود؛ لذا می‌توان از حل بسته، مقادیر δ_y و V_y و نتیجتاً شکل منحنی را تعیین کرد. در این پژوهش این عملیات از طریق تهیه یک نرم‌افزار نسبتاً ساده صورت گرفته است.

یکی از گام‌های مهم دیگر در تحلیل پوش‌آور، اختصاص رابطه‌ی نیرو-تغییر شکل به اعضا سازه است. اساساً رفتار غیرکشسان هر عضو و یا رابطه‌ی نیرو-تغییر شکل باید از طریق نتایج آزمایشگاهی تعیین شود. لیکن در آیین‌نامه‌ی FEMA ۳۵۶ قید شده است که به جای انجام مطالعات آزمایشگاهی می‌توان از روابط معیار پذیرش ایمنی جانی برای تعیین ظرفیت تغییر شکل اعضا استفاده کرد. در این پژوهش برای مدل‌سازی رابطه‌ی غیرکشسان نیرو-تغییر شکل از روابط مندرج در FEMA ۳۵۶ استفاده شده است.

نحوه‌ی مدل‌سازی رابطه‌ی غیرکشسان نیرو-تغییر شکل در نرم‌افزارها بدین‌گونه است که فرض می‌شود تغییر شکل غیرکشسان اعضا در مفاصل خمیری متمرکز می‌شوند و رفتار سایر نقاط اعضا، کشسان باقی می‌مانند. در اعضا خمشی (نظیر تیرها و ستون‌ها)، مفاصل خمیری عموماً به ابتدا و انتهای عضو و یا به محل‌هایی که نیروهای متمرکز اعمال می‌شوند، اختصاص داده می‌شوند که می‌تواند از نوع V ، M و اندرکنش $P-M$ باشد. در اعضا محوری نظیر مهاربندها و نیز ستون‌هایی که رفتار محوری دارند، این مفاصل خمیری می‌تواند از نوع P اختیار شود و به وسط اعضا اختصاص یابد.

در خصوص اختصاص مفاصل خمیری از نوع P باید به این نکته توجه کرد که اعضا فشاری تحت بارگذاری چرخه‌ی رفتار نامتقارن، شامل کاهش مقاومت در فشار و افزایش تغییر شکل ماندگار در کشش از خود نشان می‌دهند. به عبارت دیگر، رفتار نیرو-تغییر شکل یک عضو فشاری به نیروی کششی حد جاری شدن، نیروی فشاری کمانشی و نیروی فشاری پس‌ماند پس از کمانش آن وابسته است. در این پژوهش برای مدل‌سازی کمانش مهاربندهای فشاری مطابق دستورالعمل بهسازی FEMA ۳۵۶، نیروی پس‌ماند در حدود 20% نیروی کمانش آنها فرض شده و با توجه به قابلیت نرم‌افزار مورد استفاده در این پژوهش، منحنی رفتاری آنها بر این اساس تنظیم شده است.

در ابتدای این بخش به روش‌های مختلف محاسبه‌ی ضریب کاهش شکل پذیری پرداخته شده است. هر کدام از این روش‌ها، معایب و مزایایی دارند. به عنوان مثال، رابطه‌ی ۹ برای سازه‌هایی قابل کاربرد است که زمان تناوب بیش از یک ثانیه دارند. همچنین رابطه‌ی ۱۰، برای سازه‌هایی قابل کاربرد است که زمان تناوب کمتر از 0.5 ثانیه دارند. از آنجایی که زمان تناوب سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش اکثراً بین 0.5 تا یک ثانیه هستند، لذا محاسبه‌ی ضریب کاهش شکل پذیری این سازه‌ها با استفاده از روابط ۹ و ۱۰ توصیه نمی‌شود.

امروزه محاسبه‌ی ضریب کاهش شکل پذیری براساس هر کدام از روش‌های «نیومارک و هال» و «میراندا و برترو» مورد تأیید متخصصان است، لیکن به دلیل برخورداری روش «میراندا و برترو» از اقبال عمومی بیشتر نزد پژوهشگران، در این پژوهش برای محاسبه‌ی ضریب کاهش شکل پذیری از روش «میراندا و برترو» استفاده شده است.

که در آن، C_i ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی است و از رابطه‌ی ۱۴ محاسبه می‌شود:

$$C_i = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{1,i}^*} \quad (14)$$

که در آن، W_i وزن مؤثر لرزه‌ی $\phi_{1,i}$ مؤلفه‌ی بردار شکل مد اول در تراز i ، و C_1 و C_n ضریب اصلاح برای تبدیل تغییر مکان‌های محاسبه‌شده از پاسخ کشسان به بیشینه‌ی تغییر مکان‌های غیرکشسان مورد انتظار سازه است. این ضریب از روابط ۱۵ و ۱۶ محاسبه می‌شود:

$$T_e \geq T_s \Rightarrow C_1 = 1 \quad (15)$$

$$T_e < T_s \Rightarrow C_1 = [1 + (R_d - 1)T_s/T_e]/R_d \quad (16)$$

که در آن، T_e زمان تناوب مؤثر ساختمان مطابق رابطه‌ی ۱۷ است:

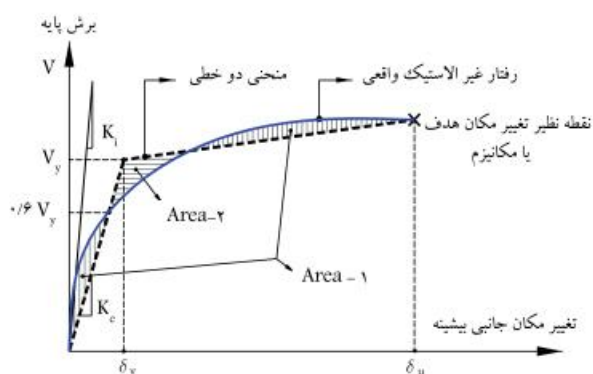
$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (17)$$

که در آن، T_i زمان تناوب اصلی کشسان؛ K_i شیب خط مماس بر منحنی ظرفیت در مبدأ (سختی جانبی کشسان سازه)؛ K_e سختی جانبی مؤثر سازه؛ T_s پارامتر نوع خاک؛ و R_d نسبت مقاومت و از رابطه‌ی ۱۸ تعیین می‌شود:

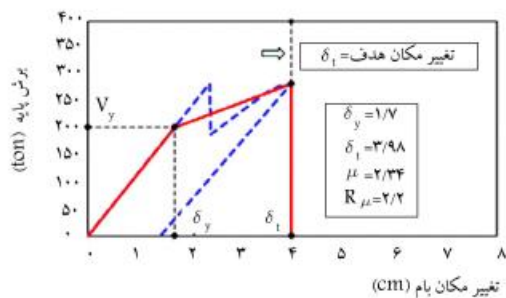
$$R_d = \frac{S_a W}{V_y} \quad (18)$$

که در آن، S_a شتاب طیفی به ازاء زمان تناوب اصلی مؤثر؛ و W وزن مؤثر لرزه‌ی است.

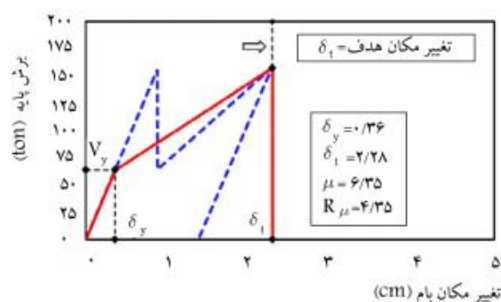
برای محاسبه‌ی تغییر مکان هدف با استفاده از رابطه‌ی ۱۳، منحنی ظرفیت (منحنی برش پایه - تغییر مکان جانبی) باید تبدیل به منحنی دوخطی شود. تا برش پایه‌ی جاری شدن مؤثر سازه (V_y) و تغییر مکان نظیر آن (δ_y) تعیین و از این مقادیر برای محاسبه‌ی زمان تناوب مؤثر (T_e) استفاده شود. دوخطی کردن منحنی ظرفیت مطابق شکل ۴، به نحوی صورت می‌پذیرد که خط اول از نقطه‌ی شروع با شیبی برابر با سختی جانبی مؤثر (K_e) رسم می‌شود. سختی جانبی مؤثر برابر سختی سکانت محاسبه‌شده در برش پایه‌ی نظیر 60% برش پایه‌ی جاری شدن مؤثر سازه (V_y) است. برش پایه‌ی جاری شدن مؤثر سازه (V_y) نباید از بیشینه‌ی برش پایه در نقاط مختلف ظرفیت بیشتر باشد. خط دوم، نماینده‌ی شیب مثبت بعد از جاری شدن



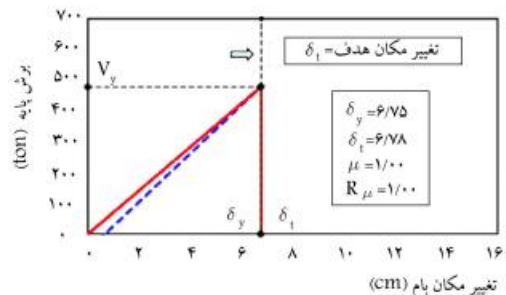
شکل ۴. نحوه‌ی دوخطی کردن منحنی ظرفیت.



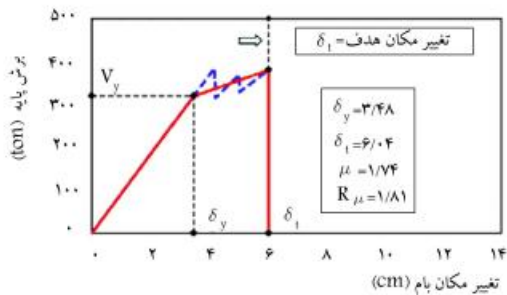
ب) قاب ۴ طبقه با مهاربندهای معمولی؛



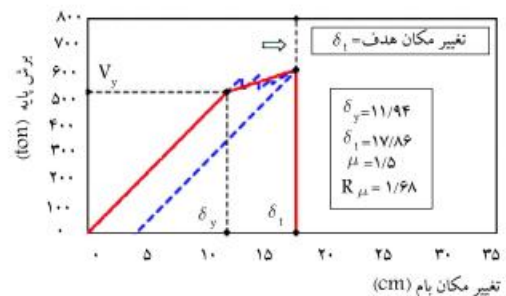
الف) قاب ۲ طبقه با مهاربندهای معمولی؛



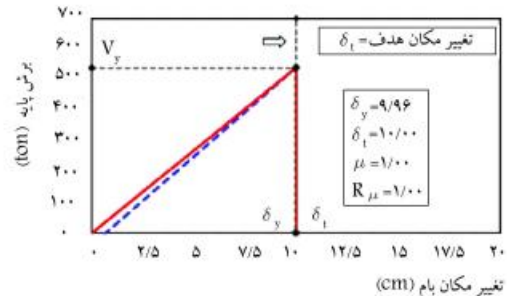
د) قاب ۸ طبقه با مهاربندهای معمولی؛



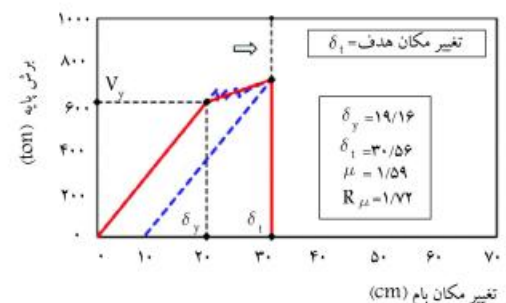
ج) قاب ۶ طبقه با مهاربندهای معمولی؛



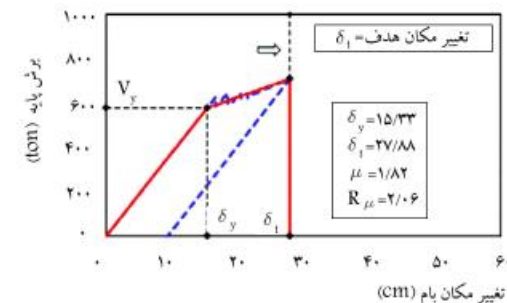
و) قاب ۱۲ طبقه با مهاربندهای معمولی؛



ه) قاب ۱۰ طبقه با مهاربندهای معمولی؛



ح) قاب ۱۶ طبقه با مهاربندهای معمولی.



ز) قاب ۱۴ طبقه با مهاربندهای معمولی؛

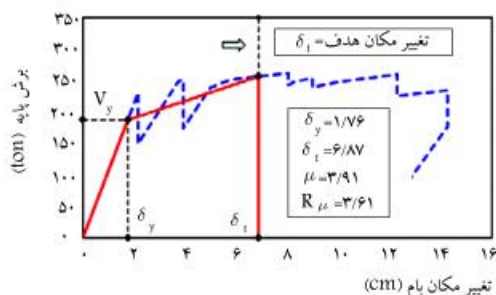
شکل ۵. منحنی ظرفیت ۸ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای معمولی و ۷ و ۸ ترکیبی.

معمولی از ۱ تا ۱۶ طبقه و ۱۶ تایی دیگر آنها مربوط به قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی همگرایی ویژه از ۱ تا ۱۶ طبقه است. در جدول ۱، پارامترهای مربوط به منحنی‌های ظرفیت و در شکل ۵، منحنی‌های ظرفیت ۱۶ قاب مهاربندی‌شده‌ی همگرایی معمولی نمایش داده شده است. همچنین در جدول ۲، پارامترهای مربوط به منحنی‌های ظرفیت و در شکل ۶، منحنی‌های ظرفیت ۱۶ قاب مهاربندی‌شده‌ی همگرایی ویژه نمایش داده شده است.

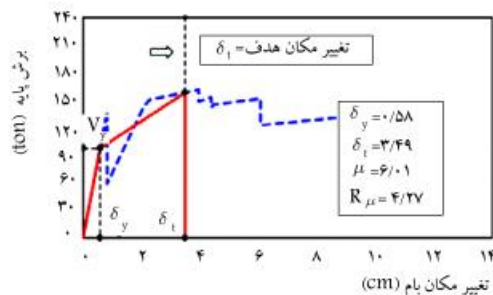
۵. تحلیل پوش‌اور و محاسبه‌ی ضریب کاهش

شکل‌پذیری قاب‌های مورد مطالعه

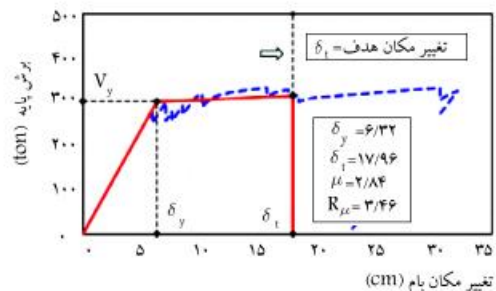
در این پژوهش جمعاً ۳۲ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرایی به صورت ۷ و ۸ ترکیبی، مورد تحلیل و طراحی و نهایتاً تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور) شده‌اند. از این ۳۲ قاب، ۱۶ تایی آنها مربوط به قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی همگرایی



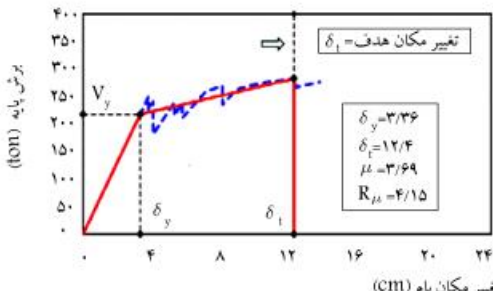
(ب) قاب ۴ طبقه با مهارندهای ویژه



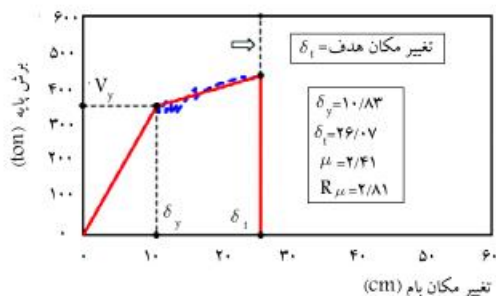
(الف) قاب ۲ طبقه با مهارندهای ویژه



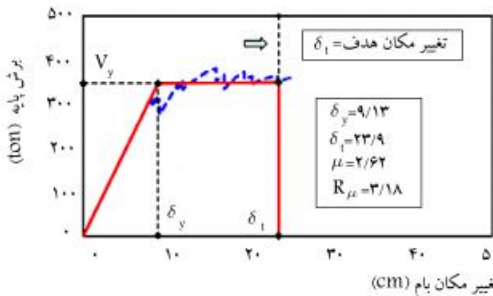
(د) قاب ۸ طبقه با مهارندهای ویژه



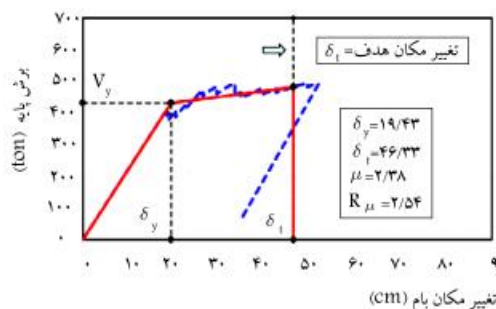
(ج) قاب ۶ طبقه با مهارندهای ویژه



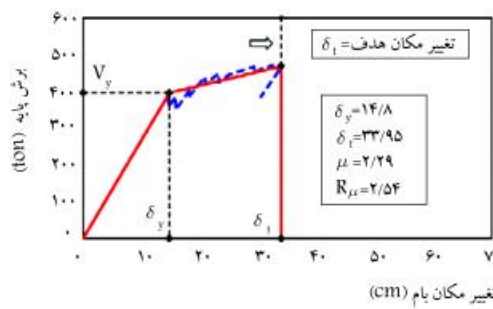
(و) قاب ۱۲ طبقه با مهارندهای ویژه



(ه) قاب ۱۰ طبقه با مهارندهای ویژه



(ح) قاب ۱۶ طبقه با مهارندهای ویژه



(ز) قاب ۱۴ طبقه با مهارندهای ویژه

شکل ۶. منحنی ظرفیت ۸ قاب ساختمانی ساده توأم با مهارندهای ویژه ۷ و ۸ ترکیبی.

همانگونه که از شکل ۷ مشاهده می‌شود، در اینگونه سیستم‌های سازه‌ای برای قاب‌های مهاربندی شده تا ۵ طبقه ضریب کاهش شکل‌پذیری موجود از ضریب کاهش شکل‌پذیری مورد نیاز ($ASCEY R_{\mu} \geq 3/25/2 = 1/625$) بیشتر است و برای قاب‌های تا ۵ طبقه از منظر شکل‌پذیری مورد نیاز، ضعف عمده‌ی مشاهده نشده است و این موضوع، محدودیت ذکر شده در آیین‌نامه‌های طراحی برای پیشینه‌ی ارتفاع اینگونه سیستم‌های سازه‌ای را (که حدوداً ۱۰/۷ متر است)، کاملاً توجیح می‌کند.

۶. بحث و بررسی

۱.۶. قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهارندهای همگرای معمولی و به شکل ۷ و ۸ ترکیبی

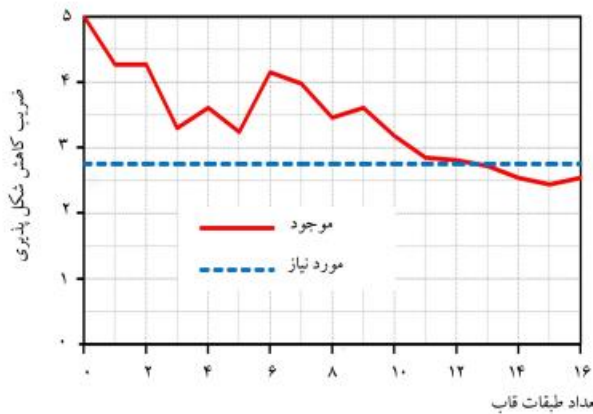
مطابق مقادیر جدول ۱، ضریب کاهش شکل‌پذیری ۱۶ قاب مهاربندی شده‌ی همگرای معمولی و به صورت ۷ و ۸ ترکیبی، از ۱/۰ تا حدوداً ۴/۳۵ متغیر است.

جدول ۱. پارامترهای مربوط به منحنی ظرفیت ۱۶ قاب مهاربندی شده‌ی همگرای معمولی و به شکل ۷ و ۸ ترکیبی.

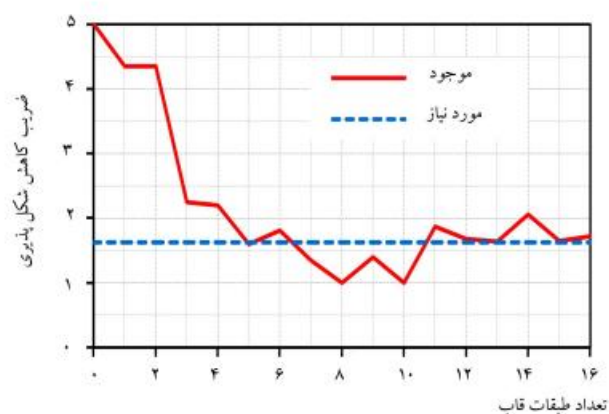
R_{μ} (Miranda)	Φ	μ	V_u (ton)	V_y (ton)	δ_y (cm)	δ_x (cm)	S_a	C_1	C_o	T_e (s)	تعداد طبقات قاب
۳۸,۲۴	۰,۷۰	۲۷,۱۱	۹۲,۳	۱۶,۶۶	۰,۰۹	۲,۳۵	۰,۸۷۵	۲,۱۲	۱,۰۰	۰,۲۲۶	۱
۴,۳۵	۱,۶۰	۶,۳۵	۱۵۷,۴	۶۳,۷	۰,۳۶	۲,۲۸	۰,۸۷۵	۱,۶۳	۱,۲۰	۰,۲۸۷	۲
۲,۲۵	۱,۲۲	۲,۵۳	۲۰۵,۳	۱۵۲,۹	۱,۰۸	۲,۷۴	۰,۸۷۵	۱,۲۷	۱,۲۹	۰,۳۷۰	۳
۲,۲۰	۱,۱۱	۲,۳۴	۲۸۳,۹	۲۰۲,۷	۱,۷۰	۳,۹۸	۰,۸۷۵	۱,۰۹	۱,۳۵	۰,۴۴۷	۴
۱,۶۰	۱,۰۱	۱,۶۱	۳۲۴,۰	۲۹۲,۶	۲,۷۴	۴,۴۳	۰,۸۵۷	۱,۰۰	۱,۳۹	۰,۵۱۶	۵
۱,۸۱	۰,۹۲	۱,۷۴	۳۸۰,۱	۳۱۹,۷	۳,۴۸	۶,۰۴	۰,۷۷۴	۱,۰۰	۱,۴۲	۰,۶۰۱	۶
۱,۳۵	۰,۸۵	۱,۳۰	۴۱۱,۰	۳۹۷,۵	۴,۸۰	۶,۲۶	۰,۷۱۹	۱,۰۰	۱,۴۵	۰,۶۷۱	۷
۱,۰۰	۰,۷۹	۱,۰۰	۴۸۰,۲	۴۷۸,۳	۶,۷۵	۶,۷۸	۰,۶۶۵	۱,۰۰	۱,۴۷	۰,۷۵۴	۸
۱,۴۰	۰,۷۵	۱,۳۰	۴۷۰,۶	۴۶۱,۵	۷,۶۴	۹,۹۰	۰,۶۱۰	۱,۰۰	۱,۴۹	۰,۸۵۹	۹
۱,۰۰	۰,۷۲	۱,۰۰	۵۴۰,۱	۵۳۸,۰	۹,۹۶	۱۰,۰۰	۰,۵۷۰	۱,۰۰	۱,۵۰	۱,۹۵۰	۱۰
۱,۸۷	۰,۷۳	۱,۶۳	۵۸۱,۶	۴۸۵,۰	۹,۶۸	۱۵,۷۵	۰,۵۴۳	۱,۰۰	۱,۵۱	۱,۰۲۳	۱۱
۱,۶۸	۰,۷۴	۱,۵۰	۶۰۷,۲	۵۲۵,۱	۱۱,۹۴	۱۷,۸۶	۰,۵۰۶	۱,۰۰	۱,۵۲	۱,۱۳۷	۱۲
۱,۶۴	۰,۷۵	۱,۴۸	۶۴۶,۰	۵۵۱,۷	۱۳,۵۲	۲۰,۰۱	۰,۴۸۳	۱,۰۰	۱,۵۳	۱,۲۲۱	۱۳
۲,۰۶	۰,۷۷	۱,۸۲	۷۰۸,۴	۵۷۷,۶	۱۵,۳۳	۲۷,۸۸	۰,۴۶۰	۱,۰۰	۱,۵۴	۱,۳۱۳	۱۴
۱,۶۵	۰,۸۰	۱,۵۲	۶۷۱,۷	۶۳۱,۰	۱۸,۵۶	۲۸,۲۸	۰,۴۳۵	۱,۰۰	۱,۵۵	۱,۴۲۷	۱۵
۱,۷۲	۰,۸۲	۱,۵۹	۷۱۹,۵	۶۱۶,۶	۱۹,۱۶	۳۰,۵۶	۰,۴۱۹	۱,۰۰	۱,۵۵	۱,۵۱۱	۱۶

جدول ۲. پارامترهای مربوط به منحنی ظرفیت ۱۶ قاب مهاربندی شده‌ی همگرای ویژه و به صورت ۷ و ۸ ترکیبی.

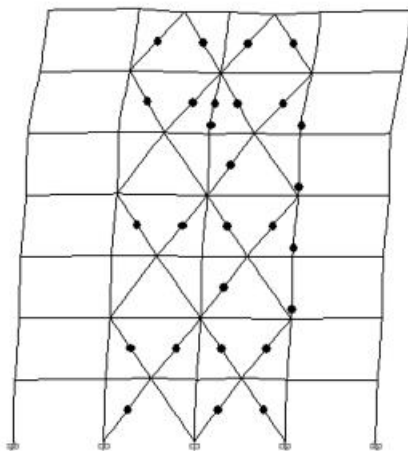
R_{μ} (Miranda)	Φ	μ	V_u (ton)	V_y (ton)	δ_y (cm)	δ_x (cm)	S_a	C_1	C_o	T_e (s)	تعداد طبقات قاب
۳۸,۲۴	۰,۷۰	۲۷,۱۱	۹۲,۳	۱۶,۶۶	۰,۰۹	۲,۳۵	۰,۸۷۵	۲,۱۲	۱,۰۰	۰,۲۲۶	۱
۴,۲۷	۱,۵۳	۶,۰۱	۱۵۸,۳	۹۷,۵	۰,۵۸	۳,۴۹	۰,۸۷۵	۱,۵۲	۱,۱۸	۰,۲۹۹	۲
۳,۳۰	۱,۲۶	۳,۸۹	۲۲۹,۱	۱۷۳,۷	۱,۲۶	۴,۸۹	۰,۸۷۵	۱,۲۴	۱,۲۷	۰,۳۷۸	۳
۳,۶۱	۱,۱۱	۳,۹۱	۲۵۶,۴	۱۸۷,۵	۱,۷۶	۶,۸۷	۰,۸۷۵	۱,۰۴	۱,۳۳	۰,۴۷۸	۴
۳,۲۴	۰,۹۵	۳,۱۴	۲۴۸,۸	۲۴۸,۷	۲,۹۴	۹,۲۶	۰,۷۸۲	۱,۰۰	۱,۳۶	۰,۵۹۲	۵
۴,۱۵	۰,۸۵	۳,۶۹	۲۸۲,۶	۲۱۸,۰	۳,۳۶	۱۲,۴۰	۰,۶۹۱	۱,۰۰	۱,۴۲	۰,۷۱۳	۶
۳,۹۸	۰,۷۹	۳,۳۶	۳۳۲,۰	۲۵۵,۲	۴,۴۵	۱۴,۹۴	۰,۶۳۵	۱,۰۰	۱,۴۵	۰,۸۰۸	۷
۳,۴۶	۰,۷۵	۲,۸۴	۳۱۴,۱	۳۰۰,۹	۶,۳۲	۱۷,۹۶	۰,۵۸۱	۱,۰۰	۱,۴۶	۰,۹۲۳	۸
۳,۶۱	۰,۷۴	۲,۹۳	۳۲۴,۵	۳۰۵,۴	۷,۰۹	۲۰,۷۶	۰,۵۳۹	۱,۰۰	۱,۴۵	۱,۰۲۴	۹
۳,۱۸	۰,۷۴	۲,۶۲	۳۴۹,۶	۳۴۶,۵	۹,۱۳	۲۳,۹۰	۰,۵۰۸	۱,۰۰	۱,۴۸	۱,۱۳۱	۱۰
۲,۸۵	۰,۷۶	۲,۴۰	۴۰۵,۲	۳۹۹,۱	۱۰,۹۵	۲۶,۳۳	۰,۴۸۵	۱,۰۰	۱,۴۹	۱,۲۱۱	۱۱
۲,۸۱	۰,۷۸	۲,۴۱	۴۳۶,۳	۳۵۳,۲	۱۰,۸۳	۲۶,۰۷	۰,۴۵۷	۱,۰۰	۱,۵۰	۱,۳۲۶	۱۲
۲,۷۲	۰,۸۱	۲,۴۰	۴۴۱,۹	۳۹۳,۲	۱۳,۵۰	۳۲,۴۰	۰,۴۲۹	۱,۰۰	۱,۵۱	۱,۴۵۶	۱۳
۲,۵۴	۰,۸۴	۲,۲۹	۴۶۸,۸	۳۹۶,۴	۱۴,۸۰	۳۳,۹۵	۰,۴۱۱	۱,۰۰	۱,۵۲	۱,۵۵۲	۱۴
۲,۲۴	۰,۸۶	۲,۲۳	۵۱۳,۸	۴۶۶,۶	۱۸,۱۰	۴۰,۴۵	۰,۳۹۷	۱,۰۰	۱,۵۳	۱,۶۳۷	۱۵
۲,۵۴	۰,۸۹	۲,۳۸	۴۸۱,۵	۴۳۲,۲	۱۹,۴۳	۴۶,۳۳	۰,۳۷۲	۱,۰۰	۱,۵۴	۱,۸۰۴	۱۶



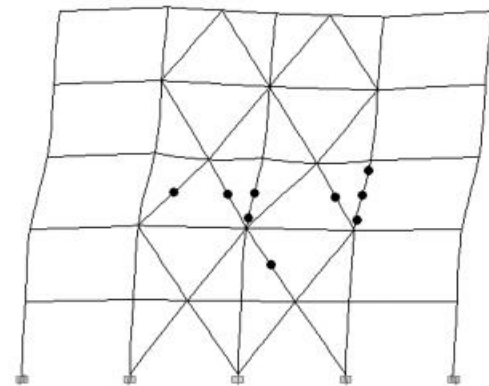
شکل ۹. مقایسه‌ی ضریب کاهش شکل پذیری موجود با ضریب کاهش شکل پذیری مورد نیاز ۱۶ قاب مهاربندی شده‌ی همگرای ویژه.



شکل ۷. مقایسه‌ی ضریب کاهش شکل پذیری موجود با ضریب کاهش شکل پذیری مورد نیاز ۱۶ قاب مهاربندی شده‌ی معمولی.



شکل ۱۰. مکانیزم خرابی قاب مهاربندی شده‌ی ویژه‌ی ۷ طبقه و با مهاربندهای به صورت ۷ و ۸ ترکیبی.



شکل ۸. مکانیزم خرابی قاب مهاربندی شده‌ی معمولی ۵ طبقه و با مهاربندهای به صورت ۷ و ۸ ترکیبی.

استاندارد ۲۸۰۰ ایران موردنظر باشد $(R_{\mu} \geq 5/5/2 = 2.75)$ ، تا از این قاب‌های مهاربندی شده، شکل پذیری مورد نیاز را تأمین نکرده‌اند. با توجه به اینکه این نوع قاب‌ها براساس ظرفیت محوری مهاربندها طراحی شده‌اند، برای قاب‌های زیر ۱۰ طبقه، هم ضریب کاهش شکل پذیری به نحو مناسبی تأمین می‌شود و هم مکانیزم خرابی آنها (که یک نمونه از آنها در شکل ۱۰ نمایش داده شده است) نسبت به مهاربندهای با شکل پذیری معمولی بهبود یافته است.

بنابراین می‌توان گفت که ضریب رفتار پیشنهاد شده در پیش‌نویس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی ویژه منطقی‌تر از مقدار پیشنهاد شده در آیین‌نامه‌ی ASCEV است، زیرا در قاب‌های بالاتر از حدوداً ۱۰ طبقه، شکل پذیری موردنظر آیین‌نامه‌ی ASCEV تأمین نمی‌شود.

ضریب کاهش شکل پذیری به دست آمده از این پژوهش برای ۱۶ قاب ساختمانی ساده‌ی توأم با مهاربندهای ویژه و به شکل ۷ و ۸ ترکیبی نشان می‌دهد که در قاب‌های بالای ۱۰ طبقه، آفت محسوسی در ضریب کاهش شکل پذیری به وجود می‌آید و قاب‌ها نمی‌توانند تغییر مکان هدف را تجربه کنند و قبل از رسیدن به آن، به حالت مکانیزم می‌رسند. برای حل این ضعف در این نوع قاب‌ها می‌توان براساس تعداد طبقات، دو نوع ضریب رفتار برای آنها پیشنهاد کرد. به‌طور مثال برای قاب‌های بالای ۱۰ طبقه می‌توان ضریب رفتار را برابر ۵ در نظر گرفت.

ضعف عمده‌ی مشاهده شده در این‌گونه قاب‌های ساختمانی این بود که مطابق منحنی‌های ظرفیت نشان داده شده در شکل ۵، بیشتر این نوع قاب‌های مهاربندی شده نمی‌توانند تغییر مکان هدف موردنظر آیین‌نامه‌ها را تجربه کنند و مشابه مکانیزم خرابی نشان داده شده در شکل ۸ برای قاب ۵ طبقه، قبل از رسیدن به تغییر مکان هدف، سازه به حالت مکانیزم آبی می‌رسد و فرو می‌ریزد. ولی با وجود این، به دلیل بالاتر بودن سطح مقاومت طراحی این نوع قاب‌های مهاربندی شده، شکل پذیری مورد نیاز برای قاب‌های مهاربندی شده تا ۵ طبقه تأمین می‌شود.

۲.۶. قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه و به صورت ۷ و ۸ ترکیبی

مطابق مقادیر ارائه شده در جدول ۲، ضریب کاهش شکل پذیری ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ویژه و به صورت ۷ و ۸ ترکیبی، از ۲.۴۴ تا حدوداً ۴.۲۷ متغیر است. مطابق شکل ۹، در صورتی که ارزیابی ضریب کاهش شکل پذیری مورد نیاز مطابق آیین‌نامه‌ی ASCEV منظور باشد $(R_{\mu} \geq 6/2 = 3)$ ، ۶ تا از این ۱۶ قاب، شکل پذیری مورد نیاز را تأمین نکرده است. البته چون این قاب‌ها براساس $R = 5/5$ طراحی شده‌اند، ممکن است وضع از این نیز بدتر شود. اما اگر ارزیابی شکل پذیری مورد نیاز این نوع قاب‌ها مطابق پیش‌نویس ویرایش چهارم

۷. نتیجه‌گیری

همچنین، نتایج به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرایی ویژه و به صورت ۷ و ۸ ترکیبی نشان می‌دهد که:

۱. به لحاظ میزان مصالح مصرفی، این نوع قاب‌های مهاربندی شده ویژه نسبت به قاب‌های مهاربندی شده همگرایی معمولی به ترتیب برای قاب‌های از ۱ تا ۱۶ طبقه، ۵ الی ۲۹ درصد مقرون به صرفه‌تر است.
۲. مطابق نتایج این پژوهش، ضریب رفتار پیشنهاد شده در پیش‌نویس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران ($R = 5/5$) برای قاب‌های مهاربندی شده همگرایی ویژه منطقی‌تر از ضریب رفتار پیش‌بینی شده در آئین‌نامه‌ی ASCE7 ($R = 6$) است.
۳. متأسفانه در این نوع سیستم‌های سازه‌ی در قاب‌های حدوداً بالای ۱۰ طبقه، شکل‌پذیری مورد نیاز تأمین نمی‌شود. براساس نتایج به دست آمده از این پژوهش برای قاب‌های بالای ۱۰ طبقه، باید از ضریب رفتار کمتری استفاده شود.
۴. در قاب‌های بالای ۱۰ طبقه، سازه عموماً تغییر مکان هدف را تجربه نمی‌کند و قبل از رسیدن به آن به حالت مکانیزم می‌رسد و فرو می‌ریزد و این مسئله، لزوم تجدیدنظر در اراده‌ی ضریب رفتار قاب‌های بالای ۱۰ طبقه از این نوع قاب‌ها را تأیید می‌کند.

نتایج به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرایی معمولی و به صورت ۷ و ۸ ترکیبی، نشان می‌دهد که:

۱. در این‌گونه سیستم‌های سازه‌ی برای قاب‌های تا ۵ طبقه، ضریب کاهش شکل‌پذیری موجود از ضریب کاهش شکل‌پذیری مورد نیاز $\geq R_{\mu}$ (ASCEY $1/6 \times 25/2 = 2/3$ بیشتر بوده و برای این قاب‌ها از منظر شکل‌پذیری، ضعف عمده‌ی مشاهده نشده است و این موضوع محدودیت ذکر شده در آئین‌نامه‌های طراحی برای بیشینه‌ی ارتفاع این‌گونه سیستم‌های سازه‌ی را توجیح می‌کند.
۲. بیشینه‌ی ارتفاع مجاز این نوع قاب‌های مهاربندی شده می‌تواند از مقدار مورد نظر آئین‌نامه‌ی ASCEY (۱۰/۷ متر)، بیشتر در نظر گرفته شود.
۳. مطابق منحنی‌های ظرفیت تهیه شده، در بیشتر مواقع این نوع قاب‌های مهاربندی شده تغییر مکان هدف را تجربه نمی‌کنند و قبل از رسیدن به آن به حالت مکانیزم می‌رسند. ولی با وجود این، به خاطر بالاتر بودن سطح مقاومت آنها، برای قاب‌های تا ۵ طبقه شکل‌پذیری مورد نیاز تأمین می‌شود.

منابع (References)

1. Uriz, P., Filippou, F.C. and Mahin, S.A. "Model for cyclic inelastic buckling of steel braces", *J. Struct. Eng.*, **134**(4), pp. 619-628 (2008).
2. Uriz, P. and Mahin, S.A., *Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures*, PEER-2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Univ. of California, Berkeley, CA (2008).
3. Uang, C.M. and Nakashima, M., *Steel Buckling-Restrained Frames*, (Chapter 16) in *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*, Editors: Bozorgnia, Y. and Bertero, V.V., CRC Press (2004).
4. Mofid, M. and Lotfollahi, M. "On the characteristics of new ductile knee bracing systems", *Journal of Constructional Steel Research*, **62**(3), pp. 271-281 (2006).
5. MHUD, Iranian National Building Code, Part 10, *Steel Structure Design*, Tehran (Iran), Ministry of Housing and Urban Development (2013).
6. American Institute of Steel Construction (AISC341), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (2010).
7. American Society of Civil Engineers (ASCE7), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, p. 7 (2010).
8. BHRC, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, Standard No. 2800 (3rd Edition), Building and Housing Research Center (2005).
9. ETABS, *Integrated Building Design Software, Nonlinear Version 9.7.3*, Berkeley; (California), USA: Inc. (1995).
10. American Institute of Steel Construction (AISC360), *Specification for Structural Steel Buildings* (2010).
11. Balendra, T. and Huang, X. "Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **129**(8), pp. 1019-1035 (2003).
12. Newmark, N.M. and Hall, W.J. "Seismic design criteria for nuclear reactor facilities", Rep. No. 46, *Building Practices for Disaster Mitigation*, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce (1973).
13. Newmark, N.M. and Hall, W.J., *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, EERI Monograph Series, Oakland, California (1982).
14. Miranda, E. "Site-dependent strength reduction factors", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **119**(12), pp. 3503-3519 (1993).
15. Miranda, E. and Bertero, V.V. "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design", *Earthquake Spectra*, **10**(2), pp. 357-379 (1994).
16. Federal Emergency Management Agency (FEMA), *Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, (FEMA 356), Washington, DC (November 2000).