

# ارزیابی ضریب کاهش شکل‌پذیری مهاربندهای ۷ و ۸ ترکیبی

اباذر اصغری (استادیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۳۹۵)  
دوری ۲-۳۲، شماره ۲/۱، ص. ۱۱۰-۱۰۱، (پادداشت فنی)

در این پژوهش، کارائی الزامات جدید آئین‌نامه‌های 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، بیشینه‌ی ارتفاع مجاز این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده معمولی، می‌تواند از مقدار موردنظر آئین‌نامه‌ی ASCEV (۱۰/۷ 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 مهاربندی‌شده ویژه نسبت به قاب‌های مهاربندی‌شده معمولی به‌ترتیب برای قاب‌های از ۱ تا ۱۶ طبقه، ۰ الی ۲۹ درصد مقرون به صرفه‌تر است. همچنین مطابق نتایج به‌دست‌آمده، ضریب رفتار پیشنهادشده در پیش‌نویس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰ ایران ( $R = 5/5$ ) برای قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه منطقی‌تر از ضریب رفتار پیش‌بینی‌شده در آئین‌نامه‌ی ASCEV ( $R = 6$ ) است. متأسفانه در این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده 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 مهاربندی‌شده 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 آئین‌نامه‌های محاسبه‌ی ساختمان در برابر زلزله‌های شدید بر این اساس تدوین شده‌اند که در زمان وقوع زلزله‌های شدید که ممکن است به ندرت در طول عمر مفید ساختمان اتفاق بیفتد، باید از خرابی سازه و از واردشدن 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 آئین‌نامه‌های 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 یادشده را تأمین کند.

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

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 قرارگیرد، سپس مقدار ضریب کاهش شکل‌پذیری به‌دست‌آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی با ضریب کاهش شکل‌پذیری موردنیاز مقایسه و در پایان به این سؤال پاسخ داده شود که آیا این نوع قاب‌های ساختمانی، شکل‌پذیری موردنظر آئین‌نامه‌ها 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 مستعد  
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.<sup>[۱]</sup> 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.<sup>[۲]</sup>

پژوهشگران دیگری (۲۰۰۶) نیز در مطالعات خود نشان داده‌اند که استفاده از مهاربندهای زانوئی، در صورتی که سایر اعضا برای نیروی نظیر تسلیم برشی اعضای زانوئی طراحی شوند، به واسطه‌ی تغییر شکل‌های غیرکشسان اعضای زانوئی از کماتش مهاربندها جلوگیری و بخش زیادی از انرژی ناشی از زلزله مستهلک می‌شود.<sup>[۳]</sup>

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 ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۲) و نیز آئین‌نامه‌ی ۱۰-۳۴۱-AISC، ضمن معرفی قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی همگرای معمولی و ویژه، برای هر کدام از آنها الزامات خاصی ارائه کرده‌اند.<sup>[۴]</sup> 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 ثقیلی بدون حضور مهاربندها باشند.

ب) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید به این شرح قادر به تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقیلی ضریب‌دار باشند: نیروی لرزه‌یی مهاربند کششی، کمترین دو مقدار  $R_y F_y A_g$  و نیروی کششی ناشی از ترکیبات بار زلزله‌ی 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  $1.14 F_{cre} A_g$  است.

ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندهای کششی برابر  $R_y F_y A_g$  و نیروی مهاربندهای فشاری برابر  $0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g$  است، که در آن:  $R_y F_y A_g$ : نیروی موردانتظار مهاربندهای کششی؛  $P_n$ : مقاومت فشاری اسمی مهاربند فشاری؛  $1.14 F_{cre} A_g$ : 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 کمیته‌ی تنش تسلیم تعیین‌شده، به منظور در نظر گرفتن افزایش مقاومت مورد نیاز؛  $F_{cre}$ : تنش فشاری موردانتظار ناشی از کماتش؛ و  $F_{ye}$ : 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 سه بُعدی هستند، که سهم بارگیر ثقیلی آنها ۳ مترو سهم بارگیر لرزه‌یی آنها ۴ برابر سهم بارگیر ثقیلی آنهاست.
- فرض شده است بار زنده‌ی طبقات برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، بار مرده برابر ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار ناشی از دیوار پیرامونی برابر ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر طول است. به‌عبارت دیگر، بار مرده و زنده‌ی وارد بر تیرها به ترتیب برابر ۲٫۸ و ۰٫۶ تن بر متر طول فرض شده است.
- بارگذاری زلزله مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران صورت گرفته است. با این تفاوت که برای تخمین ضریب رفتار قاب از آئین‌نامه‌ی ASCEY و پیش‌نویس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران استفاده شده است. سایر پارامترهای مرتبط با بارگذاری زلزله به این شرح فرض شده‌اند:<sup>[۵]</sup>

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

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

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

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

$$\begin{cases} B = 1 + S(T/T_c) & 0 \leq T \leq T_c \\ B = 1 + S & T_c \leq T \leq T_s \\ B = (1 + S)(T_s/T)^{2/3} & T \geq T_s \end{cases}$$

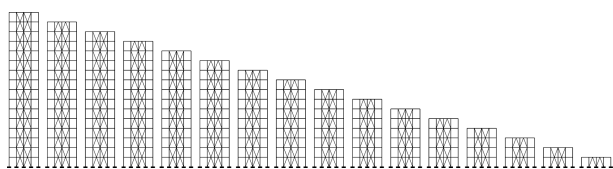
$$T = \min(1.25 \times 0.5 H^{3/4}, T_{analyse})$$

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

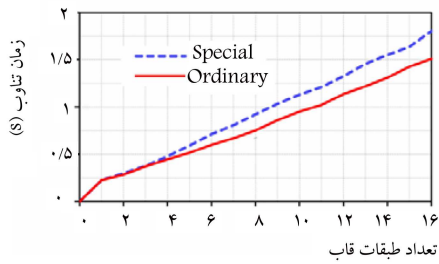
$$R = 5.5 \quad \text{برای قاب‌های با مهاربندهای همگرای ویژه}$$

- تحلیل و طراحی قاب‌ها به کمک نرم‌افزار ETABS و براساس روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) صورت گرفته است.<sup>[۶]</sup>

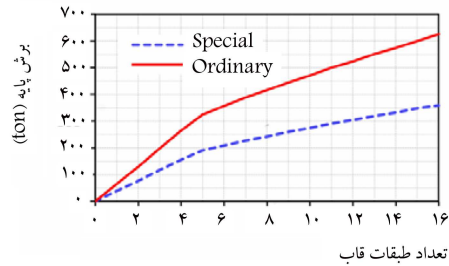
۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی و به شکل ۷ و ۸ ترکیبی، براساس ضریب رفتار ۳٫۲۵ و با رعایت الزامات تکمیلی عنوان‌شده در بخش ۲، طوری طراحی شده‌اند که نسبت ظرفیت به تقاضا در کلیه‌ی اعضا مساوی و یا



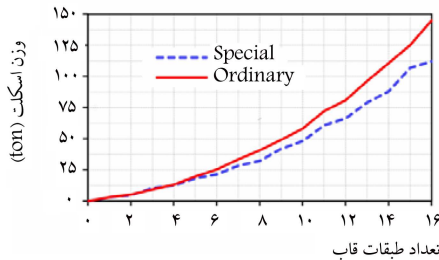
شکل ۱. قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرا و به شکل ۷ و ۸ ترکیبی.



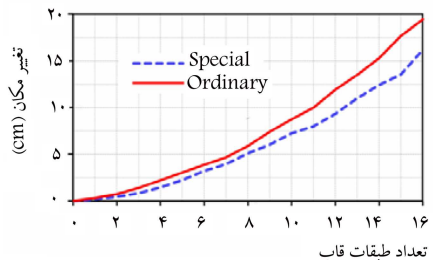
ب) منحنی زمان تناوب طبیعی بر حسب تعداد طبقات؛



الف) منحنی برش پایه بر حسب تعداد طبقات؛



ت) منحنی وزن اسکلت بر حسب تعداد طبقات.



پ) منحنی تغییر مکان جانبی بر حسب تعداد طبقات؛

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

همگرایی ویژه همواره انعطاف پذیرتر از قاب‌های مهاربندی شده‌ی همگرایی معمولی هستند. لازم به ذکر است که علی‌رغم انعطاف پذیر بودن قاب‌های مهاربندی شده‌ی همگرایی ویژه نسبت به قاب‌های مهاربندی شده‌ی همگرایی معمولی، تغییر مکان جانبی بیشینه‌ی قاب‌های مهاربندی شده‌ی همگرایی ویژه همواره کمتر از تغییر مکان جانبی بیشینه‌ی قاب‌های مهاربندی شده‌ی همگرایی معمولی است و دلیل آن تأثیرگذاری بیشتر افزایش برش پایه در قاب‌های مهاربندی شده‌ی همگرایی معمولی نسبت به قاب‌های مهاربندی شده‌ی همگرایی ویژه است.

بعد از ارزیابی برخی از پاسخ‌های کشسان قاب‌های مهاربندی شده‌ی 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، شکل پذیری پیشنهاد شده در آئین‌نامه‌های طراحی را بهتر تأمین می‌کنند. در بخش‌های بعدی این پژوهش به این موضوع پرداخته شده است.

#### ۴. ضریب کاهش شکل پذیری

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 شکل پذیری قرار داده‌اند و آن را با ضریب شکل پذیری  $\mu$  بیان می‌کنند، که بر حسب تعریف عبارت است از نسبت تغییر شکل بیشینه‌ی قابل استفاده (بدون خرابی) به تغییر شکل نظیر تسلیم یا جاری شدن (رابطه‌ی ۳):

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

در بیشتر آئین‌نامه‌های زلزله، ضریب  $R$  به عنوان ضریب رفتار ساختمان نام‌گذاری شده و در برگزیده‌ی آثار عواملی از قبیل: درجه‌ی نامعینی، اضافه مقاومت موجود،

کوچک‌تر از ۱ باشد. رعایت ضابطه‌ی تکمیلی ارائه شده در بخش ۲ برای ۱۶ قاب مهاربندی شده‌ی ویژه مورد نظر، بدین طریق صورت گرفته است که پس از طراحی سازه براساس آئین‌نامه‌های 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 ارائه شده در بخش ۲، در راستای امتداد مهاربندها، قاب‌ها در حضور بارهای ثقلی ضریب‌دار تحلیل و مورد طراحی مجدد قرار گرفته‌اند.<sup>[۵]</sup> در شکل ۲، برش پایه، زمان تناوب اصلی، تغییر مکان جانبی بیشینه و وزن اسکلت این نوع قاب‌های مهاربندی شده، در دو سطح شکل پذیری معمولی و ویژه نمایش داده شده است.

همان‌گونه که از نمودارهای شکل ۲ مشاهده می‌شود، در قاب‌های مهاربندی شده‌ی 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 مهاربندی شده‌ی ویژه رعایت الزامات تکمیلی لرزه‌ی سخت‌گیرانه‌تر، معادل افزایش هدفدار برش پایه است.

مطابق نمودارهای شکل ۲، تأمین الزامات لرزه‌ی سخت‌گیرانه‌تر در قاب‌های مهاربندی شده‌ی ویژه موجب نشده است که وزن اسکلت و تغییر مکان جانبی بیشینه از وزن اسکلت و تغییر مکان جانبی بیشینه‌ی قاب‌های مهاربندی شده‌ی معمولی فراتر رود. به عبارت دیگر، می‌توان گفت که در قاب‌های مهاربندی شده‌ی ویژه، وزن اسکلت و تغییر مکان جانبی بیشینه، همواره کوچک‌تر از وزن اسکلت و تغییر مکان جانبی بیشینه‌ی قاب‌های مهاربندی شده‌ی معمولی است. مطابق نمودار شکل ۲، این اختلاف در قاب‌های کوتاه مرتبه 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 مهاربندی شده‌ی ویژه همواره بزرگ‌تر از زمان تناوب طبیعی قاب‌های مهاربندی شده‌ی معمولی است. به عبارت دیگر، قاب‌های مهاربندی شده‌ی

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،  $\Omega$  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 به دست می‌آید:

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

این ضریب به عوامل گوناگونی از قبیل درجات نامعینی سازه و امکان بازپخش نیروهای داخلی اعضا، مقاومت‌های بالاتر از حد مشخص شده‌ی مصالح مصرفی، محدودیت‌های آیین‌نامه‌یی بر روی تغییرمکان‌ها، ضوابط کمینه‌ی آیین‌نامه‌یی برای ابعاد و جزئیات قطعات، آثار اجزاء غیرسازه‌یی و غیره دارد. در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و نیز در آیین‌نامه‌ی ASCE، مقدار  $\Omega$  برای قاب‌های ساختمانی ساده‌ی توأم با مهاربندهای همگرا برابر ۲ فرض شده است.

همچنین در رابطه‌ی ۴،  $R_{\mu}$  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:

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

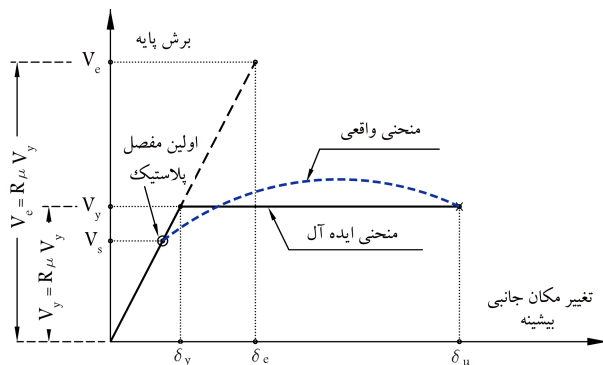
در صورتی‌که ضریب اضافه مقاومت قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرا برابر ۲ فرض شود، میزان کمینه‌ی ضریب کاهش شکل‌پذیری موردنیاز در این نوع قاب‌های ساختمانی از این روابط تعیین می‌شود:

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.

براساس آیین‌نامه‌ی فیما ۳۵۶<sup>[۱۰]</sup> روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یا پش‌اور یکی 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:<sup>[۱۱]</sup> براساس این روش سیستم‌های سازه‌یی که زمان تناوب طبیعی بزرگی دارند (مثلاً بیش از ۱ ثانیه)، تغییرمکان بیشینه نظیر حالت کشسان فرضی و تغییرمکان بیشینه 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 کشسان خمیری کامل، از رابطه‌ی ۱۰ تعیین می‌شود:

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

۲. روش نیومارک و هال:<sup>[۱۳،۱۲]</sup> 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:<sup>[۱۵،۱۴]</sup> 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  $\Phi$  برای زمین‌هایی مشابه با زمین نوع دو استاندارد ۲۸۰° ایران از رابطه‌ی ۱۲ تعیین می‌شود:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{-2(\ln(T) - 0.7)^2} \quad (12)$$

که در آن،  $T_g$  زمان تناوب غالب زلزله است.

مطابق آیین‌نامه‌ی FEMA ۳۵۶ برای برآورد  $R_{\mu}$ ، باید تغییرمکان هدف محاسبه و براساس آن منحنی ظرفیت دوخطی شود و براساس پارامترهای به دست آمده از منحنی دوخطی ضریب  $R_{\mu}$  محاسبه شود. براساس تعریف، تغییرمکان هدف بیشینه، تغییرمکان جانبی است که ممکن است ساختمان طی یک زلزله تجربه کند. مطابق آیین‌نامه‌ی FEMA ۳۵۶، تغییرمکان هدف ساختمان‌های طراحی شده و یا مقاوم‌سازی شده از رابطه‌ی ۱۳ تعیین می‌شود:<sup>[۱۶]</sup>

$$\delta_t = C_0 C_1 S_a \frac{T_e^{\gamma}}{4\pi^{\gamma}} g \quad (13)$$

سازه است که از نقطه‌یی به مختصات  $(V_u, \delta_u)$  و نقطه‌یی روی خط اول چنان ترسیم می‌شود که سطح زیر مدل رفتار دوخطی برابر سطح زیر منحنی غیرخطی تا نقطه‌ی  $(V_u, \delta_u)$  باشد. نقطه‌ی  $(V_u, \delta_u)$  روی منحنی ظرفیت سازه در تغییرمکان هدف یا تغییرمکان 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  $\delta_y$  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 - تغییرشکل به اعضا سازه است. اساساً رفتار غیرکشسان هر عضو و یا رابطه‌ی نیرو - تغییرشکل 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 تغییرشکل اعضا استفاده کرد. در این پژوهش برای مدل‌سازی رابطه‌ی غیرکشسان نیرو - تغییرشکل از روابط مندرج در FEMA ۳۵۶ استفاده شده است.

نحوه‌ی مدل‌سازی رابطه‌ی غیرکشسان نیرو - تغییرشکل در نرم‌افزارها بدین‌گونه است که فرض می‌شود تغییرشکل 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 می‌توانند از نوع  $V$ ،  $M$  و اندرکنش  $P - M$  باشد. در اعضا محوری نظیر مهاربندها و نیز ستون‌هایی که رفتار محوری دارند، این مفاصل خمیری می‌توانند از نوع  $P$  اختیار شود و به وسط اعضا اختصاص یابد.

درخصوص اختصاص مفاصل خمیری از نوع  $P$  باید به این نکته توجه کرد که اعضا فشاری تحت بارگذاری چرخه‌یی رفتار نامتقارن، شامل کاهش مقاومت در فشار و افزایش تغییرشکل ماندگار در کشش از خود نشان می‌دهند. به عبارت دیگر، رفتار نیرو - تغییرشکل یک عضو فشاری به نیروی کششی حد جاری شدن، نیروی فشاری کم‌انرژی و نیروی فشاری پس‌ماند پس از کم‌انرژی آن وابسته است. در این پژوهش برای مدل‌سازی کم‌انرژی مهاربندهای فشاری مطابق دستورالعمل بهسازی FEMA ۳۵۶، نیروی پس‌ماند در حدود  $20\%$  نیروی کم‌انرژی 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،  $C_e$  ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی است و از رابطه‌ی ۱۴ محاسبه می‌شود:

$$C_e = \phi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{1,i}^2} \quad (14)$$

که در آن،  $W_i$  وزن مؤثر لرزه‌یی،  $\phi_{1,i}$  مؤلفه‌ی بردار شکل مد اول در تراز  $i$ ، و  $C_1$  ضریب اصلاح برای تبدیل تغییرمکان‌های محاسبه‌شده از پاسخ کشسان به بیشینه‌ی تغییرمکان‌های 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:

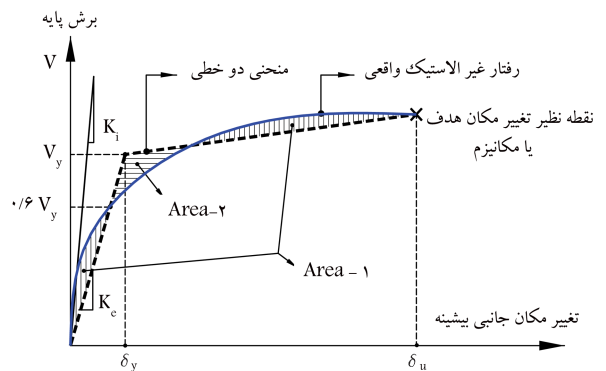
$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (17)$$

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:

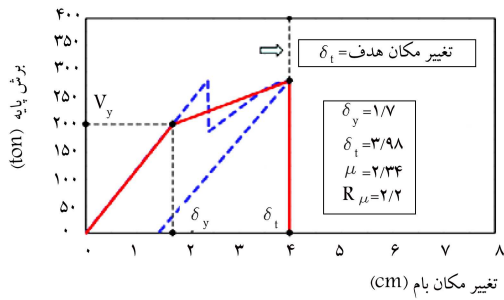
$$R_d = \frac{S_a W}{V_y} \quad (18)$$

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

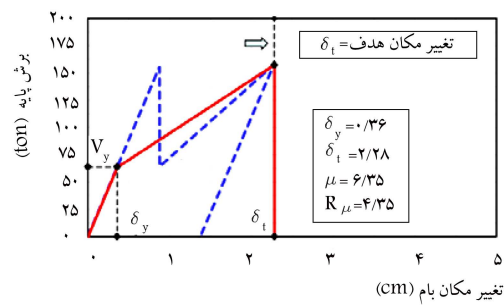
برای محاسبه‌ی تغییرمکان هدف با استفاده از رابطه‌ی ۱۳، منحنی ظرفیت (منحنی برش پایه - تغییرمکان جانبی) باید تبدیل به منحنی دوخطی شود، تا برش پایه‌ی جاری شدن مؤثر سازه  $(V_y)$  و تغییرمکان نظیر آن  $(\delta_y)$  تعیین و از این مقادیر برای محاسبه‌ی زمان تناوب مؤثر  $(T_e)$  استفاده شود. دوخطی کردن منحنی 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



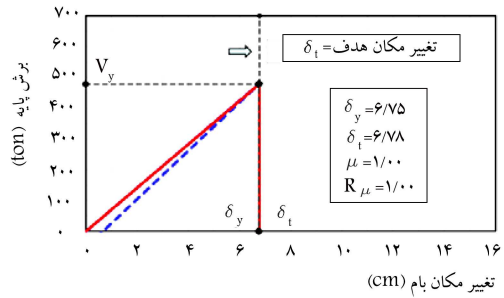
شکل ۴. نحوه‌ی دوخطی کردن منحنی ظرفیت.



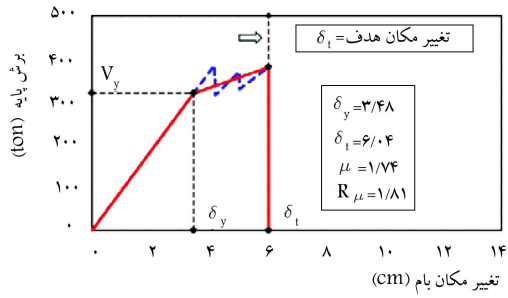
ب) قاب ۴ طبقه با مهاربندهای معمولی؛



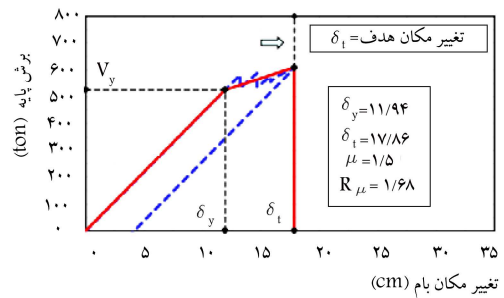
الف) قاب ۲ طبقه با مهاربندهای معمولی؛



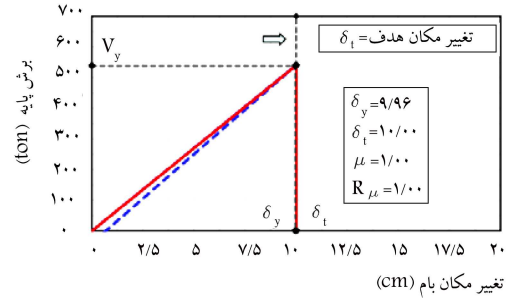
د) قاب ۸ طبقه با مهاربندهای معمولی؛



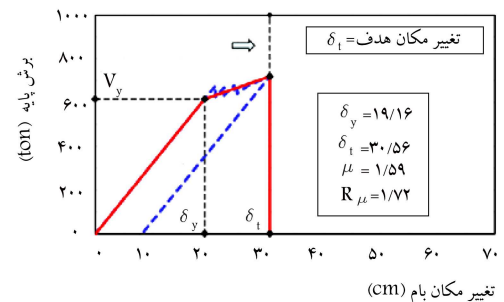
ج) قاب ۶ طبقه با مهاربندهای معمولی؛



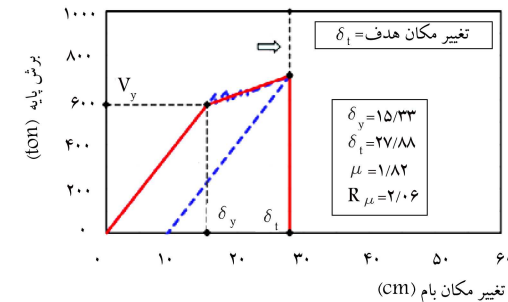
و) قاب ۱۲ طبقه با مهاربندهای معمولی؛



ه) قاب ۱۰ طبقه با مهاربندهای معمولی؛



ح) قاب ۱۶ طبقه با مهاربندهای معمولی.



ز) قاب ۱۴ طبقه با مهاربندهای معمولی؛

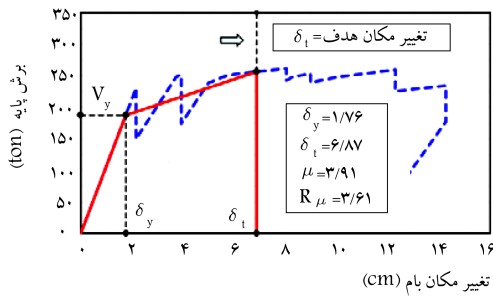
شکل ۵. منحنی ظرفیت ۸ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای معمولی و ۷ و ۸ ترکیبی.

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

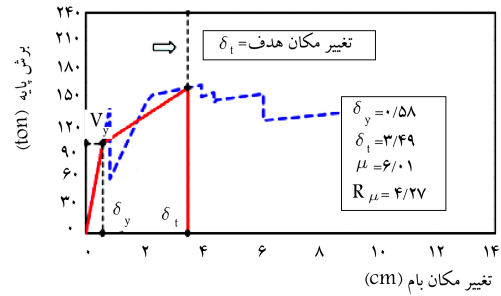
## ۵. تحلیل پوش اور و محاسبه‌ی ضریب کاهش

### شکل پذیری قاب‌های مورد مطالعه

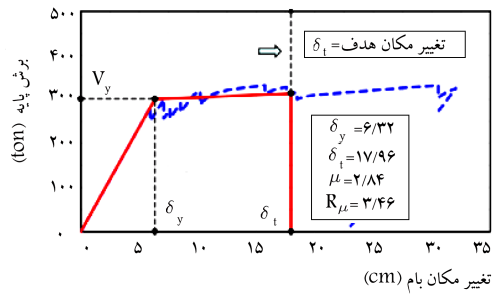
در این پژوهش جمعاً ۳۲ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرایی به صورت ۷ و ۸ ترکیبی، مورد تحلیل و طراحی و نهایتاً تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) شده‌اند. از این ۳۲ قاب، ۱۶ تایی آنها مربوط به قاب‌های مهاربندی شده‌ی همگرایی



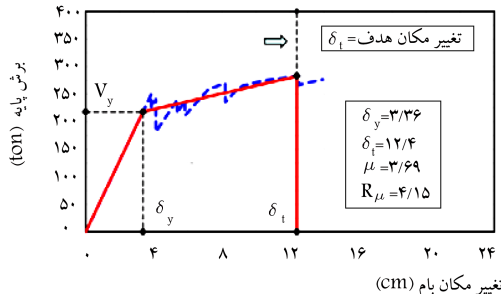
(ب) قاب ۴ طبقه با مهاربندهای ویژه؛



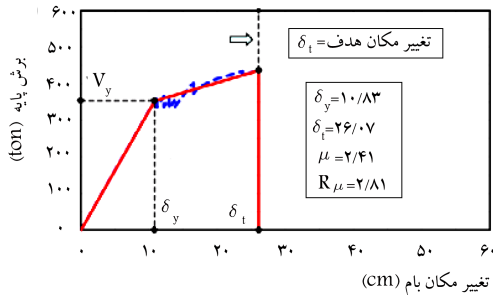
(الف) قاب ۲ طبقه با مهاربندهای ویژه؛



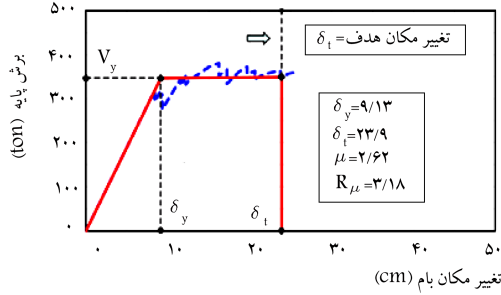
(د) قاب ۸ طبقه با مهاربندهای ویژه؛



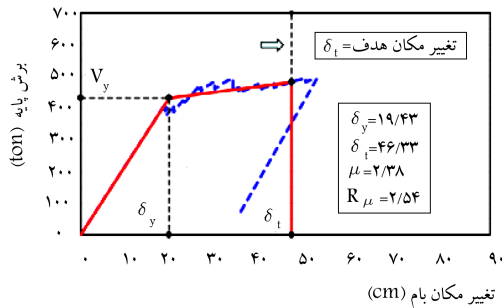
(ج) قاب ۶ طبقه با مهاربندهای ویژه؛



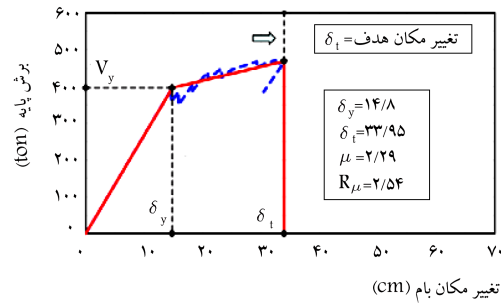
(و) قاب ۱۲ طبقه با مهاربندهای ویژه؛



(ه) قاب ۱۰ طبقه با مهاربندهای ویژه؛



(ح) قاب ۱۶ طبقه با مهاربندهای ویژه؛



(ز) قاب ۱۴ طبقه با مهاربندهای ویژه؛

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

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

## ۶. بحث و بررسی

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

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

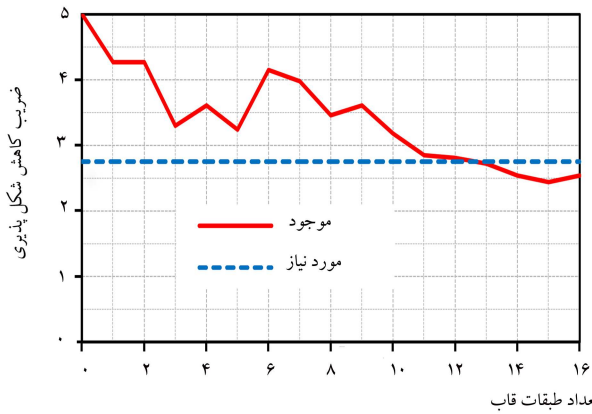
جدول ۱. پارامترهای مربوط به منحنی ظرفیت ۱۶ قاب مهاربندی شده‌ی همگرای معمولی و به شکل ۷ و ۸ ترکیبی.

$R_{\mu}$ (Miranda)	$\Phi$	$\mu$	$V_u$ (ton)	$V_y$ (ton)	$\delta_y$ (cm)	$\delta_z$ (cm)	$S_a$	$C_1$	$C_0$	$T_e$ (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

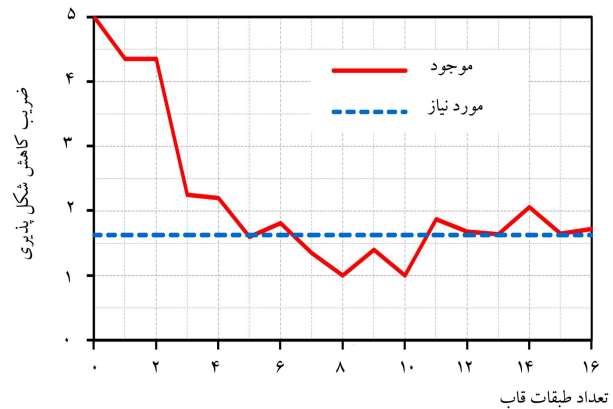
جدول ۲. پارامترهای مربوط به منحنی ظرفیت ۱۶ قاب مهاربندی شده‌ی همگرای ویژه و به صورت ۷ و ۸ ترکیبی.

$R_{\mu}$ (Miranda)	$\Phi$	$\mu$	$V_u$ (ton)	$V_y$ (ton)	$\delta_y$ (cm)	$\delta_z$ (cm)	$S_a$	$C_1$	$C_0$	$T_e$ (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	۱٫۰۳۴	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
۲٫۴۴	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

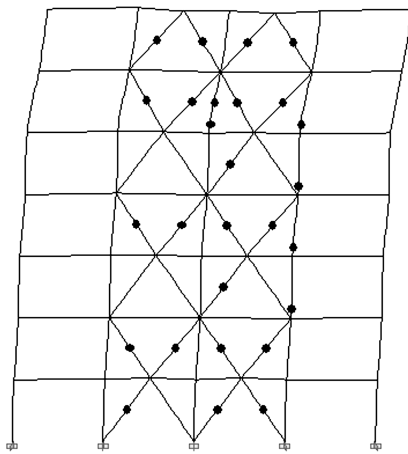




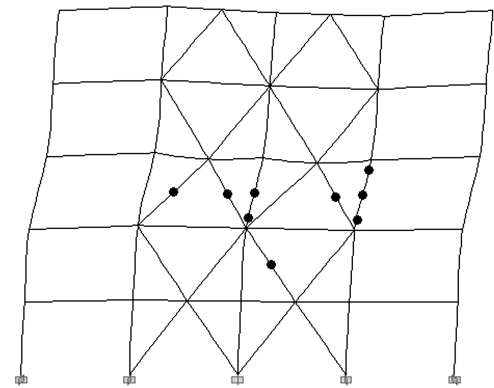
شکل ۹. مقایسه‌ی ضریب کاهش شکل‌پذیری موجود با ضریب کاهش شکل‌پذیری موردنیاز ۱۶ قاب مهاربندی‌شده‌ی همگرای ویژه.



شکل ۷. مقایسه‌ی ضریب کاهش شکل‌پذیری موجود با ضریب کاهش شکل‌پذیری موردنیاز ۱۶ قاب مهاربندی‌شده‌ی معمولی.



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



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

استاندارد ۲۸۰۰ ایران موردنظر باشد  $(R_{pl} \geq 5/5/2 = 2/75)$  تا از این قاب‌های مهاربندی‌شده، شکل‌پذیری موردنیاز را تأمین نکرده‌اند. با توجه به اینکه این نوع قاب‌ها براساس ظرفیت محوری مهاربندها طراحی شده‌اند، برای قاب‌های زیر ۱۰ طبقه، هم ضریب کاهش شکل‌پذیری 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 شکل‌پذیری معمولی بهبود یافته است.

بنابراین می‌توان گفت که ضریب رفتار پیشنهادشده در پیش‌نویس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی ویژه منطقی‌تر از مقدار پیشنهادشده در آئین‌نامه‌ی ASCEY است، زیرا در قاب‌های بالاتر از حدوداً ۱۰ طبقه، شکل‌پذیری موردنظر آئین‌نامه‌ی ASCEY تأمین نمی‌شود.

ضریب کاهش شکل‌پذیری به‌دست‌آمده 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 شکل‌پذیری به‌وجود می‌آید و قاب‌ها نمی‌توانند تغییرمکان 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 مشاهده‌شده در این‌گونه قاب‌های ساختمانی این بود که مطابق منحنی‌های ظرفیت نشان داده‌شده در شکل ۵، بیشتر این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده نمی‌توانند تغییرمکان هدف موردنظر آئین‌نامه‌ها را تجربه کنند و مشابه مکانیزم خرابی نشان داده‌شده در شکل ۸ برای قاب ۵ طبقه، قبل از رسیدن به تغییرمکان هدف، سازه به حالت مکانیزم آبی می‌رسد و فرو می‌ریزد. ولی با وجود این، به‌دلیل بالاتر بودن سطح مقاومت طراحی این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده، شکل‌پذیری موردنیاز برای قاب‌های مهاربندی‌شده تا ۵ طبقه تأمین می‌شود.

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

مطابق مقادیر ارائه‌شده در جدول ۲، ضریب کاهش شکل‌پذیری 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 صورتی‌که ارزیابی ضریب کاهش شکل‌پذیری موردنیاز مطابق آئین‌نامه‌ی ASCEY منظور باشد  $(R_{pl} \geq 6/2 = 3)$ ، تا از این ۱۶ قاب، شکل‌پذیری موردنیاز 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 شکل‌پذیری موردنیاز این نوع قاب‌ها مطابق پیش‌نویس ویرایش چهارم

## ۷. نتیجه‌گیری

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

۱. به لحاظ میزان مصالح مصرفی، این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده ویژه نسبت به قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی به‌ترتیب برای قاب‌های از ۱ تا ۱۶ طبقه، ۰ الی ۲۹ درصد مقرون به صرفه‌تر است.
۲. مطابق نتایج این پژوهش، ضریب رفتار پیشنهادشده در پیش‌نویس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران ( $R = 5/5$ ) برای قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه منطقی‌تر از ضریب رفتار پیش‌بینی‌شده در آیین‌نامه‌ی ASCEV ( $R = 6$ ) است.
۳. متأسفانه در این نوع سیستم‌های سازه‌ی در قاب‌های حدوداً بالای ۱۰ طبقه، شکل‌پذیری موردنیاز تأمین نمی‌شود. براساس نتایج به‌دست‌آمده از این پژوهش برای قاب‌های بالای ۱۰ طبقه، باید از ضریب رفتار کمتری استفاده شود.
۴. در قاب‌های بالای ۱۰ طبقه، سازه عموماً تغییرمکان هدف را تجربه نمی‌کند و قبل از رسیدن به آن به حالت مکانیزم می‌رسد و فرو می‌ریزد و این مسئله، لزوم تجدیدنظر در ارائه‌ی ضریب رفتار قاب‌های بالای ۱۰ طبقه از این نوع قاب‌ها را تأیید می‌کند.

نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی ۱۶ قاب ساختمانی ساده‌ی توأم با مهاربندهای همگرای 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 موردنیاز ( $ASCEV R_{\mu} \geq 3/25/2 = 1/625$ ) عمده‌ی مشاهده نشده است و این موضوع محدودیت ذکرشده در آیین‌نامه‌های طراحی برای بیشینه‌ی ارتفاع این‌گونه سیستم‌های سازه‌ی را توجیح می‌کند.
۲. بیشینه‌ی ارتفاع مجاز این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده می‌تواند از مقدار موردنظر آیین‌نامه‌ی ASCEV (۱۰/۷ متر)، بیشتر در نظر گرفته شود.
۳. مطابق منحنی‌های ظرفیت تهیه‌شده، در بیشتر مواقع این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده تغییرمکان هدف را تجربه نمی‌کنند و قبل از رسیدن به آن به حالت مکانیزم می‌رسند. ولی با وجود این، به‌خاطر بالاتر بودن سطح مقاومت آنها، برای قاب‌های تا ۵ طبقه شکل‌پذیری موردنیاز 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).