



## ارزیابی ضریب کاهش شکل‌پذیری مهاربندهای ضربدری واقع در دو دهانه ابتدا و انتهای قاب‌های ساختمانی ساده

اباذر اصغری\*

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه، ارومیه، ایران

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۶ اسفند ۱۳۹۲  
بازنگری: ۱۴ شهریور ۱۳۹۴  
پذیرش: ۱۹ مرداد ۱۳۹۵  
ارائه آنلاین: ۱۵ آبان ۱۳۹۵

### کلمات کلیدی:

شکل‌پذیری  
ضریب کاهش شکل‌پذیری  
قاب‌های مهاربندی شده همگرا  
تحلیل پوش‌آور  
تعییر مکان هدف

**چکیده:** در این تحقیق تلاش شده است ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های مهاربندی شده ضربدری معمولی و ویژه که در دو دهانه ابتدا و انتها قرار دارند، مورد ارزیابی قرار گیرد. بر اساس نتایج بدست آمده از این تحقیق، از نظر میزان مصالح مصرفی قاب‌های مهاربندی شده ضربدری ویژه و واقع در دو دهانه ابتدا و انتها نسبت به قاب‌های مهاربندی شده معمولی به ترتیب برای قاب‌های یک تا شانزده طبقه از ۱۵ الی ۴۵ درصد مقرون به صرفه‌تر است. در شانزده قاب یک تا شانزده طبقه مهاربندی شده ضربدری معمولی به جز در قاب شانزده طبقه در بقیه قاب‌ها، ضریب کاهش شکل‌پذیری از مقدار مورد نظر آئین‌نامه ASCEY بیشتر بوده و در اینگونه قاب‌های مهاربندی شده ضربدری و واقع در دو دهانه ابتدا و انتها مشکلی از حیث تامین شکل‌پذیری مورد نیاز مشاهده نگردید. همچنین بر اساس نتایج حاصله، با وجود اینکه ضریب رفتار پیشنهاد شده در پیش‌نویس استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه منطقی‌تر از ضریب رفتار پیش‌بینی شده در آئین‌نامه ASCEY است، لیکن مطابق نتایج بدست آمده از این تحقیق برای شانزده قاب مهاربندی شده ضربدری ویژه و واقع در دو دهانه ابتدا و انتها، ضریب رفتار باید کمتر از ۵/۵ در نظر گرفته شود.

### ۱- مقدمه

در اکثر آئین‌نامه‌های محاسبه ساختمان در برابر زلزله، برای منظور نمودن اثرات تغییرشکل‌های غیرالاستیک قابل تحمل توسط سازه، به عنوان یک روش ساده و موثر، اجازه داده شده است که در تحلیل‌های الاستیک نیروی زلزله با یک ضریب کاهش  $R$ ، که در آن  $R$  به ضریب رفتار معروف است) کاهش یابد. با وجود آنکه طراحی سازه بر اساس تحلیل الاستیک و با نیروی زلزله کاهش یافته موجب تسهیل عملیات تحلیل و طراحی می‌شود ولی متأسفانه همواره در مهندسان طراح این نگرانی وجود دارد که آیا ساختمانی که طراحی نموده‌اند، ضریب رفتار در نظر گرفته شده را تامین می‌کند یا خیر. برای رفع این نگرانی تاکنون مطالعات زیادی صورت گرفته و آئین‌نامه نویسان نیز تلاش نموده‌اند با وضع الزامات جدید، از این نگرانی مهندسان طراح بکاهند.

قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرا بدلیل داشتن سختی زیاد، اجرای نسبتاً ساده و مسائل اقتصادی یکی از قدیمی‌ترین سیستم‌های سازه‌ای است که از گذشته نسبتاً دور مورد توجه مهندسان طراح قرار گرفته و

در اکثر آئین‌نامه‌های طراحی نظیر [۱] ASCEY و [۲] AISC-۳۴۱ به آن توجه ویژه‌ای شده است. تاکنون هم در خصوص کماتش اعضای مهاربندها و هم در خصوص ضریب اضافه مقاومت و ضریب کاهش شکل‌پذیری اینگونه سیستم‌های سازه‌ای مطالعات گسترده‌ای صورت گرفته است [۳، ۴]. یانگ و ناکاشیما [۵] در مطالعات خود نشان دادند که استفاده از مهاربندهای کماتش ناپذیر می‌تواند رفتار چرخه‌ای اینگونه سیستم‌های سازه‌ای را بهبود بخشیده و در نهایت شکل‌پذیری آن‌ها را افزایش دهد. آئین‌نامه [۲] AISC-۳۴۱ نیز ضمن طبقه‌بندی مهاربندهای همگرا در دو رده مهاربندهای همگرای معمولی (OCBFs) و ویژه (SCBFs)، و ارائه الزاماتی در خصوص محدود نمودن نسبت پهنا به ضخامت در اجزای مقاطع مهاربندها و نیز ارائه الزاماتی در خصوص محدود نمودن ضریب لاغری اعضای مهاربندی، سعی نموده است تا حدودی ضعف ناشی از کماتش اعضای مهاربندی را در اینگونه سیستم‌های سازه‌ای بر طرف نماید. در خصوص ضریب اضافه مقاومت و ضریب کاهش شکل‌پذیری اینگونه سیستم‌های سازه‌ای نیز تا به حال مطالعات متعدد آزمایشگاهی [۸-۶] و تحلیلی [۱۲-۹] فراوانی صورت گرفته است. بالندرا و هوانگ [۱۳] در مطالعات خود دریافتند که ضریب اضافه مقاومت و ضریب کاهش شکل‌پذیری مهاربندهای همگرای X شکل با ضریب اضافه مقاومت و ضریب کاهش شکل‌پذیری مهاربندهای همگرای

\*نویسنده عهده‌دار مکاتبات a.asghari@uut.ac.ir

که در آن،  $A_g$  = سطح مقطع مهاربند،  $F_y$  = تنش تسلیم فولاد،  $R_y$  = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار فولاد به حداقل تنش تسلیم تعیین شده،  $F_{cre}$  = تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش و  $F_{ye}$  = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد.

### ۳- معرفی قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق

در این تحقیق مطابق شکل ۱، برای ارزیابی ضریب کاهش شکل‌پذیری مهاربندهای ضربدری واقع در دو دهانه ابتدا و انتها، از ۱۶ قاب ساختمانی یک تا شانزده طبقه استفاده شده است. فرضیات بکار رفته در تحلیل و طراحی این قاب‌ها عبارتند از:

- تعداد دهانه قاب‌ها ۴، طول دهانه‌ها ۵ متر، ارتفاع طبقات ۳/۴ متر و بار مرده و زنده وارد بر تیرها به ترتیب برابر ۲۸ و ۶ کیلو نیوتن بر متر طول در نظر گرفته شده است.

- بارگذاری زلزله مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۶] صورت گرفته است. با این تفاوت که برای تعیین ضریب رفتار قاب از آئین‌نامه ASCEV و پیش‌نویس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۷] بهره برده شده است.

- فرض شده است این قاب‌ها جزء سیستم باربر جانبی یک ساختمان سه بعدی بوده و وزن موثر لرزه‌ای آن‌ها ۴ برابر وزن بارهای ثقلی وارد شده می‌باشد.

(۱) برش پایه

$$V = \frac{ABI}{R} W$$

پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد:  $A = 0.35$   
 خاک نوع ۲:  $T_s = 0.5, T_0 = 0.1, S = 1.5$   
 ساختمان با اهمیت متوسط:  $I = 1$

$$\begin{cases} B = 1 + S(T/T_0) & 0 \leq T \leq T_0 \\ B = 1 + S & T_0 \leq T \leq T_s \\ B = (1 + S)(T_s/T)^{2/3} & T \geq T_s \end{cases}$$

$(T = \min(0.05 \times 1.25H^{2/3}, T_{analyse}))$

برای قاب‌های با مهاربندهای همگرای معمولی:  $R = 3.25$   
 برای قاب‌های با مهاربندهای همگرای ویژه:  $R = 5.5$

- تحلیل و طراحی به کمک نرم‌افزار ETABS و بر اساس روش ضرائب بار و مقاومت (LFRD) صورت گرفته است [۱۵، ۱۸، ۱۹].

مطابق مطالب ارائه شده در بخش ۲، برای طراحی لرزه‌ای مهاربندهای ضربدری معمولی رعایت ضابطه‌ی تکمیلی خاصی الزامی نبوده و این قاب‌ها بر اساس ضریب رفتار ۳/۲۵ طراحی شده‌اند. رعایت ضابطه‌ی تکمیلی ارائه شده در بخش ۲ برای مهاربندهای ضربدری ویژه بدین طریق صورت گرفته است که پس از آنکه قاب‌ها با ضریب رفتار ۵/۵، طراحی گردیدند، ابتدا مهاربندها از مدل حذف گردیده و برای جلوگیری از ناپایداری سیستم، کف‌های سازه در برابر حرکت جانبی مقید گردیده‌اند. سپس با اعمال نیروهای لرزه‌ای ارائه شده در بخش ۲ در امتداد مهاربندها، قاب‌ها در حضور بارهای ثقلی ضریب‌دار تحلیلی  $L$  و طراحی مجدد قرار گرفته‌اند [۱۵].

در شکل ۲، برش پایه، زمان تناوب اصلی، تغییر مکان جانبی حداکثر

شورن به شکل  $V$  معکوس تقریباً یکسان است. آن‌ها همچنین مشاهده نمودند که ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های مهاربندی شده همگرا با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابد. کیم و همکاران [۱۴] نیز در مطالعات خود نشان دادند که ضریب اصلاح پاسخ قاب‌های مهاربندی شده شورن اکثراً کوچکتر از مقدار پیش‌بینی شده در کدهای طراحی است. بر اساس نتایج بدست آمده از مطالعات متعدد آزمایشگاهی و تحلیلی، آئین‌نامه‌های طراحی ساختمان‌ها نیز تلاش نموده‌اند تا حدودی نقایص اینگونه سیستم‌های سازه‌ای را پوشش دهند. در ویرایش ۲۰۱۰ آئین‌نامه AISC۳۴۱ برای قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه الزامات تکمیلی جدیدی نسبت به ویرایش ۲۰۰۵ آن ارائه شده است. به این صورت که مطابق این آئین‌نامه، در قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه، تیرها و ستون‌ها باید بر اساس تحلیلی که در آن فرض می‌شود اعضای مهاربندی به حداکثر نیروی مورد انتظار خود می‌رسند، طراحی شوند. بنابراین بر اساس الزامات ویرایش‌های اخیر آئین‌نامه AISC۳۴۱ انتظار می‌رود رفتار غیرالاستیک قاب‌های مهاربندی شده همگرا بهبود یافته و ضریب کاهش شکل‌پذیری آن‌ها افزایش یابد.

با توجه به اینکه اکثر مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی موجود بر اساس الزامات ویرایش‌های قبل از ۲۰۰۵ آئین‌نامه AISC۳۴۱ صورت گرفته است، لذا در شرایط فعلی نمی‌توان به نتایج این مطالعات استناد کرد. در این تحقیق ابتدا تلاش می‌شود با استفاده از تحلیل پوش‌آور ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری واقع در دو دهانه کناری، مورد ارزیابی قرار گیرد، سپس مقدار ضریب کاهش شکل‌پذیری بدست آمده از تحلیل پوش‌آور با ضریب کاهش شکل‌پذیری مورد نیاز (و یا مورد انتظار) مقایسه گردیده و در پایان به این سوال پاسخ داده شود که آیا این نوع قاب‌های ساختمانی شکل‌پذیری مورد نظر آئین‌نامه‌های طراحی را تأمین می‌کنند یا نه. و در پایان بر اساس نتایج بدست آمده از این تحقیق پیشنهاداتی در خصوص بهبود شکل‌پذیری اینگونه سیستم‌های سازه‌ای ارائه شود.

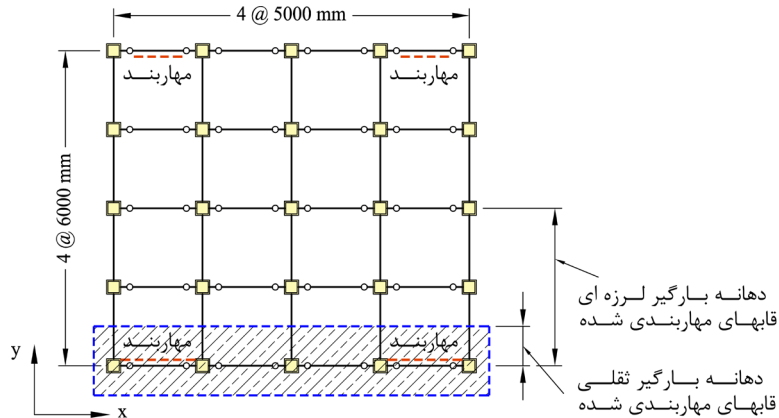
### ۲- الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده ضربدری

در ویرایش چهارم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۵] و در آئین‌نامه AISC۳۴۱-۱۰ قاب‌های مهاربندی شده همگرا ضربدری در دو رده همگرای ضربدری معمولی و ویژه معرفی گردیده است. مطابق این آئین‌نامه‌ها برای طراحی لرزه‌ای اعضای تیرها، ستون‌ها و مهاربندها در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ضربدری معمولی رعایت ضابطه‌ی تکمیلی خاصی الزامی نیست. لیکن در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ضربدری ویژه، مقاومت‌های طراحی تیرها و ستون‌ها نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچکتر در نظر گرفته شوند.

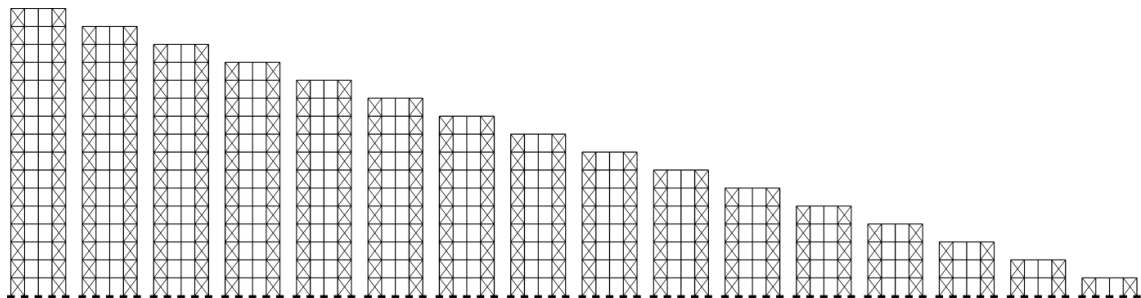
الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر با  $R_y F_y A_g$  و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر با  $1/4 F_{cre} A_g$  می‌باشد. ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر با  $R_y F_y A_g$  و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر با  $1/3 \times 1/4 F_{cre} A_g$  می‌باشد.

مهاربندهای همگرای ویژه است. اما این به این معنا نیست که وزن اسکلت و تغییر مکان جانبی حداکثر نیز حدوداً به همین میزان با هم اختلاف خواهند داشت. زیرا در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ویژه رعایت الزامات تکمیلی لرزه‌ای معادل افزایش هدفمند برش پایه است.

و وزن اسکلت ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری در دو رده معمولی و ویژه نمایش داده شده است. همانگونه که از نمودارهای شکل ۲ پیداست، در قاب‌های با مهاربندهای ضربدری معمولی برش پایه به نسبت ۵/۵ به ۳/۲۵ یعنی حدوداً ۱/۷ برابر برش پایه در قاب‌های با



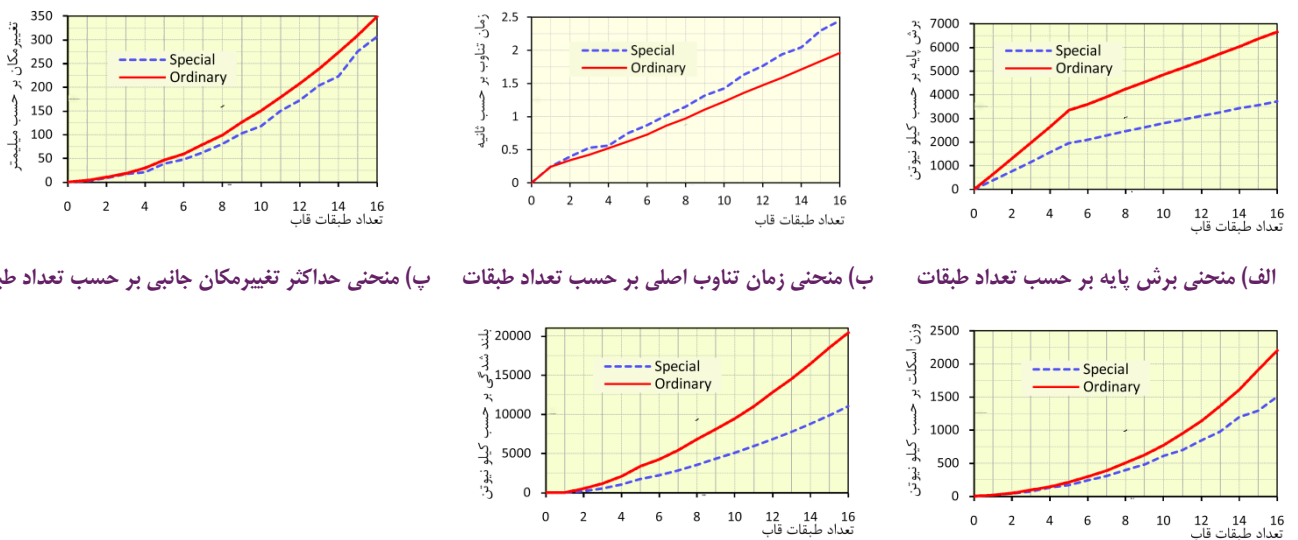
الف) پلان مورد نظر



ب) نمای قاب های مورد مطالعه

شکل ۱: شانزده قاب مهاربندی شده ضربدری مورد مطالعه در این تحقیق

Fig.1. Sixteen concentrically X-braced frame studied in this research



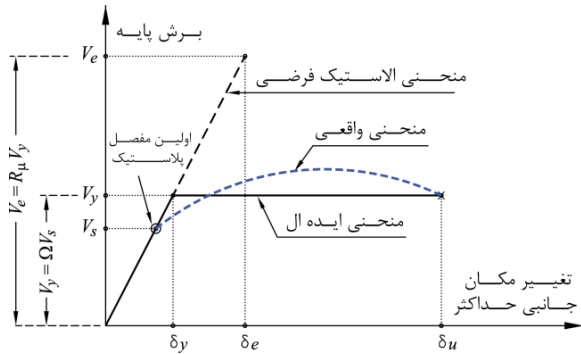
الف) منحنی برش پایه بر حسب تعداد طبقات (ب) منحنی زمان تناوب اصلی بر حسب تعداد طبقات (پ) منحنی حداکثر تغییر مکان جانبی بر حسب تعداد طبقات

ت) منحنی وزن اسکلت بر حسب تعداد طبقات (ث) منحنی بلند شدگی ستونها بر حسب تعداد طبقات

شکل ۲: مقایسه برش پایه، زمان تناوب اصلی، تغییر مکان جانبی حداکثر، وزن اسکلت و بلند شدگی ستونها در قابهای مهاربندی شده ضربدری معمولی و ویژه

Fig.2. Comparing of base shear, natural period, maximum lateral displacement and uplift force for special and ordinary concentrically X-braced frames

ساختمان نامگذاری شده و در برگیرنده آثار عواملی از قبیل درجه نامعینی، اضافه مقاومت موجود و شکل پذیری در سازه است. تاثیر این عوامل در پاسخ عمومی سازه به همراه پاسخ الاستیک فرضی در شکل ۳ برای سازه‌هایی که بر اساس روش‌های حدی طراحی می‌شوند، نمایش داده شده است [۲۰].



شکل ۳: پاسخ غیرالاستیک و پاسخ الاستیک فرضی  
Fig.3. inelastic and elastic responses

مطابق شکل ۳ ضریب رفتار از رابطه زیر تعیین می‌گردد.

$$R = \Omega R_{\mu} \quad (2)$$

که در آن،  $\Omega$  = ضریب اضافه مقاومت و عبارت است از نسبت نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم به نیروی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک.

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \quad (3)$$

اگرچه با استفاده از نتایج تحلیل غیرخطی استاتیکی این ضریب قابل محاسبه است، لیکن با توجه به اینکه هدف اصلی این تحقیق ارزیابی ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده و مقایسه آن با مقدار ارائه شده در آئین‌نامه‌های محاسبه ساختمان در برابر زلزله است، لذا در این تحقیق مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و نیز آئین‌نامه ASCE7 مقدار  $\Omega$  برای قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری برابر ۲ فرض شده است.

$R_{\mu}$  = ضریب کاهش شکل پذیری. مطابق شکل ۳ ضریب کاهش شکل پذیری عبارت است از نسبت نیروی نهایی وارد بر سازه در صورتی که رفتار سازه الاستیک فرض شود، به نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه.

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (4)$$

بنابراین حداقل ضریب کاهش شکل پذیری مورد نیاز در این نوع قاب‌های ساختمانی از روابط زیر تعیین می‌گردد.

(الف) برای قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی:

$$R = 3.25 \Rightarrow R_{\mu} \geq \frac{3.25}{2} \Rightarrow R_{\mu} \geq 1.625 \quad (5)$$

مطابق نمودارهای شکل ۲، تامین الزامات لرزه‌ای در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری ویژه موجب نشده است که وزن اسکلت و تغییرمکان جانبی حداکثر از وزن اسکلت و تغییرمکان جانبی حداکثر قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری معمولی فراتر رود. به عبارت دیگر، می‌توان گفت که در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری ویژه وزن اسکلت و تغییرمکان جانبی حداکثر، همواره کوچکتر از وزن اسکلت و تغییرمکان جانبی حداکثر قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری معمولی است. و میزان صرفه جوئی مصالح در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری ویژه نسبت به مهاربندهای ضربدری معمولی به ترتیب برای قاب‌های یک تا شانزده طبقه از ۱۵ الی ۴۵ درصد متغیر است.

نکته دیگری که از نمودارهای شکل ۲ مشاهده می‌شود این است که زمان تناوب اصلی قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری ویژه همواره بزرگتر از زمان تناوب طبیعی قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری معمولی است. به عبارت دیگر، قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری ویژه همواره انعطاف پذیرتر از قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری معمولی است. لازم به ذکر است که علیرغم انعطاف پذیر بودن قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری ویژه نسبت به قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری معمولی، تغییرمکان جانبی حداکثر قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری ویژه همواره کمتر از تغییرمکان جانبی حداکثر قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری معمولی است و دلیل آن تاثیر گذاری بیشتر افزایش برش پایه در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری معمولی نسبت به قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری ویژه است. همچنین مطابق منحنی‌های فوق، در هر دو نوع قاب مهاربندی شده به ویژه در قاب‌های مهاربندی شده معمولی نیروی بلندشدگی ستون‌ها بطور چشمگیر بزرگتر بوده و دلیل آن انتخاب دهانه‌های کناری برای مهاربندها می‌باشد و می‌توان گفت که برای سازه‌های حساس به نیروی بلندشدگی ستون‌ها، این گونه دهانه‌های مهاربندی شده قابل توصیه نمی‌باشد.

بعد از ارزیابی برخی از پاسخ‌های الاستیک (نظیر زمان تناوب طبیعی، حداکثر تغییرمکان جانبی و وزن اسکلت) قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری، اکنون نوبت به پاسخ به این پرسش رسیده است که، کدامیک از سیستم‌های سازه‌ای قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری معمولی و ویژه شکل پذیری پیشنهاد شده در آئین‌نامه‌های طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله را بهتر تامین می‌کنند. در بخش‌های بعدی این تحقیق به این موضوع پرداخته خواهد شد.

#### ۴- ضریب کاهش شکل پذیری و مطالعات گذشته

در اکثر آئین‌نامه‌های زلزله، ضریب R به عنوان ضریب رفتار

ب) برای قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه:

$$R = 0.5 \Rightarrow R_{\mu} \geq \frac{0.5}{2} \Rightarrow R_{\mu} \geq 0.25 \quad (6)$$

بر اساس آئین‌نامه فیما ۳۵۶ [۲۱]، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یا تحلیل پوش‌آور یکی از روش‌های قابل قبول برای برآورد میزان ضریب کاهش شکل‌پذیری است. بر اساس این روش، محققین مختلف روابط مختلفی را برای برآورد میزان ضریب کاهش شکل‌پذیری ارائه نموده‌اند که در ادامه به چند نمونه از آن‌ها پرداخته می‌شود.

۱) روش مبتنی بر مفهوم تساوی تغییرمکان‌ها و مفهوم تساوی سطح زیر منحنی نیرو-تغییرمکان [۲۲]: بر اساس این روش سیستم‌های سازه‌ای که دارای زمان تناوب طبیعی بزرگی هستند (مثلاً بیش از یک ثانیه)، تغییرمکان حداکثر نظیر حالت الاستیک فرضی با تغییرمکان حداکثر نظیر حالت غیرالاستیک اختلاف اندکی با هم دارند و برای اینگونه سیستم‌های سازه‌ای بر اساس این روش، ضریب کاهش شکل‌پذیری از رابطه ۷ تعیین می‌گردد.

$$R_{\mu} = \mu \quad (7)$$

همچنین بر اساس این روش سیستم‌های سازه‌ای که دارای زمان تناوب طبیعی نسبتاً کوچکی هستند (مثلاً کوچکتر از ۰/۵ ثانیه)، بر اساس تساوی سطح زیر منحنی نیرو-تغییرشکل در حالت‌های الاستیک فرضی و غیرالاستیک و با فرض رفتار ایده‌آل الاستوپلاستیک کامل، از رابطه ۸ تعیین می‌گردد.

$$R_{\mu} = \sqrt{(2\mu - 1)} \quad (8)$$

در روابط فوق  $\mu$  به ضریب شکل‌پذیری معروف است و از رابطه ۹ تعیین می‌گردد.

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (9)$$

۲) روش «نیومارک و هال» [۲۳، ۲۴]: روش ارائه شده توسط نیومارک و هال عیناً مشابه روش بکار رفته مبتنی بر مفهوم تساوی تغییرمکان‌ها و مفهوم تساوی سطح زیر منحنی نیرو-تغییرمکان بوده با این تفاوت که برای زمان‌های تناوب متوسط (۰/۵ تا ۱ ثانیه) روابط مفصل‌تری ارائه شده است. ۳) روش «میراندا و برترو» [۲۵، ۲۶]: مطابق روش «میراندا و برترو» ضریب  $R_{\mu}$  از رابطه ۱۰ تعیین می‌گردد.

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (10)$$

که در آن  $\Phi$  به نوع خاک بستگی دارد و برای خاک‌های رسوبی از رابطه ۱۱ تعیین می‌گردد.

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{-2(\ln(T) - 0.2)^2} \quad (11)$$

مطابق آئین‌نامه فیما ۳۵۶ برای برآورد  $R_{\mu}$  بایستی تغییرمکان هدف محاسبه و بر اساس آن منحنی ظرفیت دوخطی گردد. سپس بر اساس پارامترهای بدست آمده از منحنی دوخطی ضریب  $R_{\mu}$  محاسبه گردد. مطابق آئین‌نامه فیما ۳۵۶ تغییرمکان هدف ساختمان‌های طراحی شده و یا مقاوم‌سازی شده از رابطه ۱۲ تعیین می‌گردد.

$$\delta_i = C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (12)$$

که در آن:

$C_1$  = ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی بوده و از رابطه ۱۳ محاسبه می‌شود.

$$C_1 = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{1,i}^2} \quad (13)$$

$W_i$  = وزن موثر لرزه‌ای؛  $\phi_{1,i}$  = مولفه بردار شکل مد اول در تراز

$i$ ؛  $C_2$  = ضریب اصلاح برای تبدیل تغییر مکان‌های محاسبه شده از پاسخ الاستیک به حداکثر تغییرمکان‌های غیرالاستیک مورد انتظار سازه می‌باشد. این ضریب از روابط ۱۴ و ۱۵ محاسبه می‌شود.

$$T_e \geq T_s \Rightarrow C_2 = 1 \quad (14)$$

$$[1 + (R_d - 1)T_s / T_e] / R_d \quad (15)$$

$T_e$  = زمان تناوب موثر ساختمان مطابق رابطه زیر:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (16)$$

$T_i$  = زمان تناوب اصلی الاستیک؛  $K_i$  = شیب خط مماس بر منحنی ظرفیت در مبدا (سختی جانبی الاستیک سازه)؛  $K_e$  = سختی جانبی موثر سازه؛  $T_s$  = پارامتر نوع خاک؛  $R_d$  = نسبت مقاومت و از رابطه ۱۷ تعیین می‌گردد.

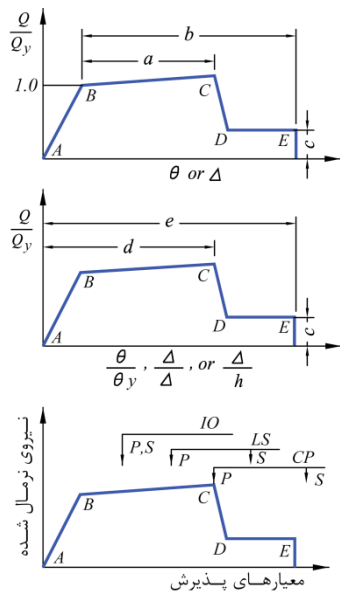
$$R_d = \frac{S_a W}{V_y} \quad (17)$$

$S_a$  = شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر

$W$  = وزن موثر لرزه‌ای

برای محاسبه تغییرمکان هدف با استفاده از رابطه ۱۲ منحنی ظرفیت (منحنی برش پایه-تغییرمکان جانبی) باید تبدیل به منحنی دوخطی گردد تا برش پایه جاری شدن موثر سازه ( $V_y$ ) و تغییرمکان نظیر آن ( $\delta_y$ ) تعیین و از این مقادیر برای محاسبه زمان تناوب موثر ( $T_e$ ) استفاده شود. دوخطی کردن منحنی ظرفیت مطابق شکل ۴ به نحوی صورت می‌پذیرد که خط اول از نقطه شروع با شیبی برابر

متمرکز اعمال می‌شوند، اختصاص داده می‌شوند که می‌توانند از نوع  $M$ ،  $V$  و اندرکنش  $P-M$  باشد. در اعضای محوری نظیر مهاربندها و نیز ستون‌هایی که دارای رفتار محوری هستند، این مفاصل پلاستیک می‌تواند از نوع  $P$  اختیار شده و به وسط اعضا اختصاص یابند. در این تحقیق علاوه بر معرفی مفاصل پلاستیک از نوع اندرکنش  $P-M$  برای دو انتهای ستون‌ها، به منظور در نظر گرفتن اثرات کمانشی آن‌ها به وسط طول ستون‌ها مفصل پلاستیک از نوع  $P$  نیز معرفی گردیده است. در شکل ۵ منحنی تیپ نیرو-تغییر شکل اعضا نمایش داده شده است.

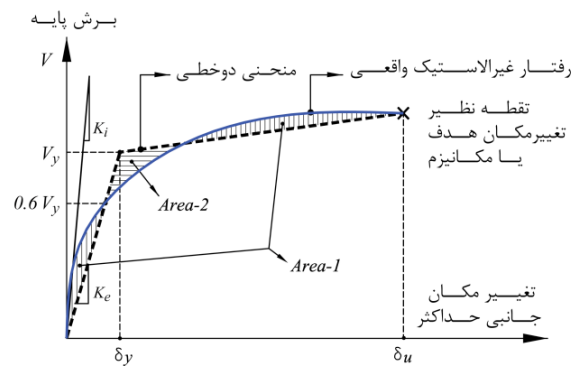


شکل ۵: منحنی تیپ تغییر شکل اعضا [۱۲]

Fig.5. Typical deformation curve of members [12]

در ابتدای این بخش روش‌های مختلف و رایج محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری سازه‌های ساختمانی مرور شد. هر کدام از این روش‌ها دارای محدودیت‌ها و ویژگی‌هایی هستند. به عنوان مثال، رابطه ۷ اگرچه یک رابطه ساده‌ای است، لیکن برای سازه‌هایی قابل کاربرد است که دارای زمان تناوب نسبتاً بزرگ (مثلاً بیش از یک ثانیه) هستند. همچنین رابطه ۸ برای سازه‌هایی دارای دقت رضایت بخشی است که دارای زمان تناوب نسبتاً کوچک (مثلاً کوچکتر از ۰/۵ ثانیه) هستند. از آنجائیکه زمان تناوب طبیعی قاب‌های ساختمانی مورد بررسی در این تحقیق اکثراً بین ۰/۵ تا یک ثانیه هستند، لذا محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری این نوع قاب‌های مهاربندی شده با استفاده از روابط ۷ و ۸ دارای خطای زیادی بوده و توصیه نمی‌شود. در این تحقیق برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های مورد بررسی، می‌توان از یکی از روش‌های «نیومارک و هال» و «میراندا و برترو» بهره برد. امروزه محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری بر اساس هر کدام از روش‌های مذکور مورد تأیید متخصصان بوده، لیکن به دلیل برخورداری روش «میراندا و برترو» از اقبال عمومی بیشتر نزد

با سختی جانبی موثر ( $K_p$ ) رسم می‌گردد. سختی جانبی موثر برابر سختی سکانت محاسبه شده در برش پایه نظیر ۶۰ درصد برش پایه جاری شدن موثر سازه ( $V_y$ ) می‌باشد. برش پایه جاری شدن موثر سازه ( $V_y$ ) نباید از حداکثر برش پایه در نقاط مختلف ظرفیت بیشتر باشد. خط دوم نماینده شیب مثبت بعد از جاری شدن سازه است که از نقطه‌ای به مختصات ( $V_u$  و  $\delta_u$ ) و نقطه‌ای روی خط اول چنان ترسیم می‌شود که سطح زیر مدل رفتار دوخطی برابر سطح زیر منحنی غیرخطی تا نقطه ( $V_u$  و  $\delta_u$ ) باشد. ( $V_u$  و  $\delta_u$ ) روی منحنی ظرفیت سازه در تغییر مکان هدف یا تغییر مکان نظیر تشکیل مکانیزم، هر کدام که کمتر باشد، قرار دارد.



شکل ۴: نحوه دوخطی کردن منحنی ظرفیت

Fig.4. Capacity and bilinear curve

اگر چه ظاهراً به نظر می‌رسد که دوخطی کردن منحنی ظرفیت بایستی بر اساس روش آزمون و خطا و با یک سری عملیات نسبتاً خسته کننده صورت پذیرد، لیکن بدلیل آنکه در حد فاصل تشکیل دو مفصل پلاستیک در سازه، رفتار سازه خطی فرض می‌شود، لذا می‌توان از حل بسته مقدار  $\delta_y$  و  $V_y$  و نتیجتاً شکل منحنی ظرفیت را تعیین نمود. در این تحقیق عملیات دوخطی کردن منحنی ظرفیت از طریق تهیه یک نرم‌افزار کوچک انجام پذیرفته است.

یکی از گام‌های مهم دیگر در تحلیل پوش‌آور اختصاص رابطه‌ی نیرو-تغییر شکل به اعضای سازه است. اساساً رابطه‌ی نیرو-تغییر شکل هر عضو باید از طریق نتایج آزمایشگاهی تعیین شود، لیکن در آئین‌نامه فیما ۳۵۶ قید شده است که به‌جای انجام مطالعات آزمایشگاهی می‌توان از روابط معیار پذیرش ایمنی جانی برای تعیین ظرفیت تغییر شکل اعضا استفاده نمود. در این تحقیق برای مدل‌سازی رابطه غیرالاستیک نیرو-تغییر شکل از روابط مندرج در فیما ۳۵۶ بهره برده شده است.

نحوه مدل‌سازی رابطه غیرالاستیک نیرو-تغییر شکل در نرم‌افزارها بدینگونه است که فرض می‌شود تغییر شکل غیرالاستیک اعضا در مفاصل پلاستیک متمرکز می‌شوند و رفتار سایر نقاط اعضا الیستیک باقی می‌مانند. در اعضای خمشی (نظیر تیرها و ستون‌ها) مفاصل پلاستیک عموماً به ابتدا و انتهای عضو و یا به محل‌هایی که نیروهای

مهاربندها در دو دهانه کناری و در انتها و ابتدا قرار دارند. در جداول ۱ و ۲ مقادیر پارامترهای مربوط به محاسبه تغییرمکان هدف، مقادیر مربوط به منحنی دوخطی ایده‌ال و نهایتاً مقدار ضریب کاهش شکل‌پذیری بر اساس رابطه میراندا و برترو به ترتیب برای شانزده قاب مهاربندی شده ضربدری معمولی و ویژه، که در دو دهانه ابتدا و انتها قرار دارند، ارائه شده است. همچنین در شکل‌های ۶ و ۷ منحنی‌های ظرفیت و منحنی‌های دوخطی ایده‌ال به ترتیب برای هشت قاب ساختمانی ساده توام با مهاربندهای ضربدری معمولی و ویژه (قاب‌های با تعداد طبقات زوج) نمایش داده شده است. اگرچه مقادیر ارائه شده در جداول ۱ و ۲ و نیز منحنی‌های ظرفیت ارائه شده در شکل‌های ۶ و ۷ به خودی خود نمایانگر ویژگی‌ها و ضعف‌های احتمالی اینگونه قاب‌های ساختمانی ساده توام با مهاربندهای ضربدری می‌باشد، لیکن در بخش بعدی این مقاله این ویژگی‌ها به تفصیل مورد بحث و بررسی قرار خواهد گرفت.

محققان، در این تحقیق برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری از روش «میراندا و برترو» استفاده شده است.

### ۵- تحلیل پوش‌آور و محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری سازه‌های مورد مطالعه در این تحقیق

در این تحقیق برای ارزیابی ضریب کاهش شکل‌پذیری در مجموع ۳۲ قاب ساختمانی ساده توام با مهاربندهای همگرای ضربدری که در دو دهانه ابتدا و انتها قرار گرفته‌اند، مورد تحلیل و طراحی و در انتها تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل پوش‌آور) گردیده‌اند. از این ۳۲ قاب ساختمانی ۱۶ تایی آن‌ها مربوط به قاب‌های ساختمانی ساده توام با مهاربندهای ضربدری و با شکل‌پذیری معمولی از یک تا شانزده طبقه و ۱۶ تایی دیگر مربوط به قاب‌های ساختمانی ساده توام با مهاربندهای ضربدری و با شکل‌پذیری ویژه از یک تا شانزده طبقه است. در کلیه این قاب‌ها فرض شده است که

جدول ۱: پارامترهای مربوط به منحنی ظرفیت ۱۶ قاب مهاربندی شده ضربدری معمولی واقع در دو دهانه ابتدا و انتها

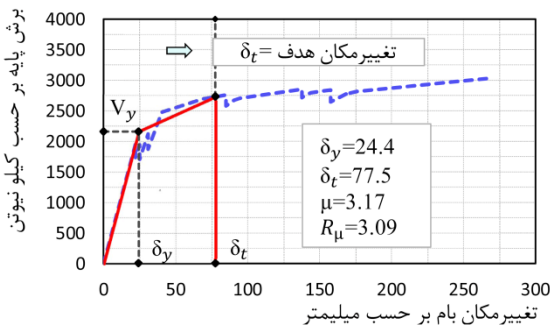
Table 1. Important parameters for capacity curve of 16 ordinary concentrically X-braced frame (OCBF) which are braced in two end spans

تعداد طبقات قاب	Te (s)	C <sub>0</sub>	C <sub>1</sub>	Sa	δt (mm)	δy (mm)	Vy (kN)	Vu (kN)	μ	Φ	Rμ (Miranda)
یک طبقه	۰/۳۴۱	۱/۰۰	۱/۶۸	۰/۸۷۵	۴۲/۵	۹	۷۴۶	۸۳۰	۴/۷۸	۱/۳۶	۳/۷۸
دو طبقه	۰/۴۰۸	۱/۲۰	۱/۳۶	۰/۸۷۵	۵۹/۱	۱۳/۳	۱۱۸۱	۱۴۶۸	۴/۴۳	۱/۲۴	۳/۷۸
سه طبقه	۰/۴۲۳	۱/۳۰	۱/۱۴	۰/۸۷۵	۵۷/۷	۱۵/۶	۱۶۵۹	۲۲۷۹	۳/۷۱	۱/۱۹	۳/۲۹
چهار طبقه	۰/۵۲۱	۱/۳۵	۱/۰۰	۰/۸۵۱	۷۷/۵	۲۴/۴	۲۱۵۸	۲۷۲۸	۳/۱۷	۱/۰۴	۳/۰۹
پنج طبقه	۰/۶۲۴	۱/۴۱	۱/۰۰	۰/۷۵۵	۱۰۳/۰	۳۸/۸	۲۷۶۰	۳۳۱۹	۲/۶۶	۰/۹۱	۲/۸۲
شش طبقه	۰/۷۳۱	۱/۴۵	۱/۰۰	۰/۶۷۹	۱۳۰/۷	۵۴/۷	۳۲۹۹	۳۹۲۲	۲/۳۹	۰/۸۲	۲/۷۰
هفت طبقه	۰/۸۶۵	۱/۴۷	۱/۰۰	۰/۶۰۷	۱۶۵/۹	۶۹/۰	۳۴۰۳	۳۹۰۶	۲/۴۱	۰/۷۶	۲/۸۶
هشت طبقه	۰/۹۷۱	۱/۴۸	۱/۰۰	۰/۵۶۲	۱۹۴/۹	۹۰/۹	۳۸۷۱	۴۳۰۶	۲/۱۴	۰/۷۳	۲/۵۵
نه طبقه	۱/۱۰۶	۱/۵۰	۱/۰۰	۰/۵۱۵	۲۳۴/۸	۱۰۲/۷	۳۶۸۹	۴۳۴۶	۲/۲۹	۰/۷۴	۲/۷۵
ده طبقه	۱/۲۲۶	۱/۵۱	۱/۰۰	۰/۴۸۱	۲۷۱/۳	۱۲۷/۸	۴۱۰۹	۴۷۷۴	۲/۱۲	۰/۷۶	۲/۴۸
یازده طبقه	۱/۳۵۵	۱/۵۲	۱/۰۰	۰/۴۵۰	۳۱۲/۱	۱۵۲/۳	۴۳۵۹	۴۸۹۲	۲/۰۵	۰/۷۹	۲/۳۴
دوازده طبقه	۱/۴۷۲	۱/۵۴	۱/۰۰	۰/۴۲۶	۳۵۳/۲	۱۷۸/۰	۴۶۳۶	۵۲۴۷	۱/۹۸	۰/۸۱	۲/۲۰
سیزده طبقه	۱/۵۸۹	۱/۵۵	۱/۰۰	۰/۴۰۵	۳۹۳/۹	۲۰۳/۶	۴۸۸۲	۵۴۸۷	۱/۹۳	۰/۸۴	۲/۱۰
چهارده طبقه	۱/۷۱۲	۱/۵۷	۱/۰۰	۰/۳۸۵	۴۴۰/۲	۲۳۷/۶	۵۲۴۱	۵۸۸۴	۱/۸۵	۰/۸۷	۱/۹۸
پانزده طبقه	۱/۸۳۴	۱/۵۸	۱/۰۰	۰/۳۶۸	۴۸۶/۰	۲۵۸/۴	۵۳۱۰	۵۹۳۹	۱/۸۸	۰/۹۰	۱/۹۸
شانزده طبقه	۱/۹۶۰	۱/۵۹	۱/۰۰	۰/۳۵۲	۳۷۸/۵	۳۰۷/۲	۵۸۵۲	۵۸۱۱	۱/۲۳	۰/۹۲	۱/۲۵

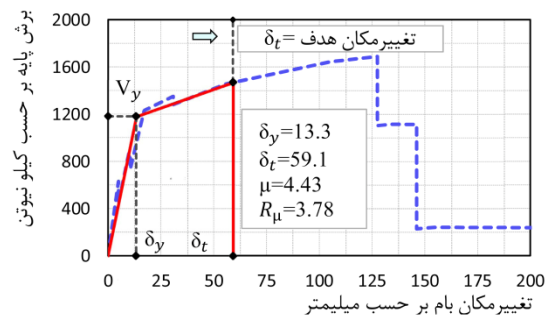
جدول ۲: پارامترهای مربوط به منحنی ظرفیت ۱۶ قاب مهاربندی شده ضربدری ویژه واقع در دو دهانه ابتدا و انتها

Table 2. Sections of studied frames in soft story at first floor

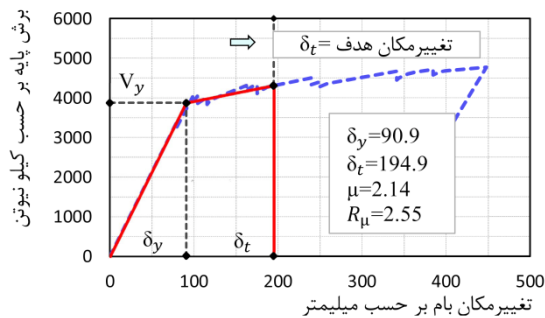
تعداد طبقات قاب	$T_c$ (s)	$C_0$	$C_1$	$S_a$	$\delta_t$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$V_y$ (kN)	$V_u$ (kN)	$\mu$	$\Phi$	$R_\mu$ (Miranda)
یک طبقه	۰/۳۴۲	۱/۰۰	۱/۶۸	۰/۸۷۵	۴۲/۷	۸/۹	۷۳۵	۸۳۱	۴/۸۰	۱/۳۶	۳/۷۹
دو طبقه	۰/۵۳۹	۱/۲۰	۱/۰۰	۰/۸۷۵	۵۰/۰	۲۰/۰	۹۹۴	۱۰۷۰	۲/۵۰	۱/۰۰	۲/۵۰
سه طبقه	۰/۶۸۹	۱/۳۰	۱/۰۰	۰/۸۴۴	۷۶/۰	۳۴/۰	۱۳۵۸	۱۴۰۸	۲/۲۴	۰/۸۵	۲/۴۶
چهار طبقه	۰/۵۶۲	۱/۳۶	۱/۰۰	۰/۸۰۹	۸۶/۴	۲۵/۹	۱۹۴۸	۲۲۳۵	۳/۳۳	۰/۹۹	۳/۳۵
پنج طبقه	۰/۸۱۶	۱/۴۰	۱/۰۰	۰/۶۶۹	۱۶۱/۹	۴۸/۰	۲۰۱۲	۲۲۵۵	۳/۳۷	۰/۷۹	۴/۰۱
شش طبقه	۰/۸۷۰	۱/۴۱	۱/۰۰	۰/۶۰۵	۱۶۰/۴	۴۵/۵	۱۹۹۸	۲۳۶۷	۳/۵۲	۰/۷۷	۴/۲۷
هفت طبقه	۱/۰۱۹	۱/۴۴	۱/۰۰	۰/۵۴۴	۲۰۲/۱	۶۱/۵	۲۲۲۶	۲۴۸۴	۳/۲۸	۰/۷۴	۴/۰۶
هشت طبقه	۱/۱۵۱	۱/۴۶	۱/۰۰	۰/۵۰۲	۲۴۱/۳	۷۷/۶	۲۳۷۳	۲۷۹۱	۳/۱۱	۰/۷۵	۳/۸۰
نه طبقه	۱/۳۱۸	۱/۴۷	۱/۰۰	۰/۴۵۹	۲۵۰/۰	۹۴/۵	۲۴۰۹	۲۸۲۶	۲/۶۴	۰/۷۸	۳/۱۰
ده طبقه	۱/۴۲۴	۱/۴۹	۱/۰۰	۰/۴۳۵	۲۸۵/۰	۱۲۲/۸	۲۹۱۱	۳۳۰۹	۲/۳۲	۰/۸۰	۲/۶۴
یازده طبقه	۱/۶۲۹	۱/۵۰	۱/۰۰	۰/۳۹۸	۲۷۳/۰	۱۳۷/۵	۲۷۰۰	۳۰۸۷	۱/۹۸	۰/۸۵	۲/۱۵
دوازده طبقه	۱/۷۶۴	۱/۵۲	۱/۰۰	۰/۳۷۸	۳۰۲/۳	۱۶۴/۶	۲۹۶۳	۳۴۸۰	۱/۸۴	۰/۸۸	۱/۹۵
سیزده طبقه	۱/۹۳۸	۱/۵۳	۱/۰۰	۰/۳۵۵	۳۲۴/۰	۱۸۸/۴	۳۰۱۲	۳۶۷۲	۱/۷۲	۰/۹۲	۱/۷۹
چهارده طبقه	۲/۰۴۴	۱/۵۵	۱/۰۰	۰/۳۴۲	۴۸۶/۰	۲۳۰/۳	۳۵۴۲	۴۲۰۰	۲/۱۱	۰/۹۳	۲/۱۸
پانزده طبقه	۲/۲۹۶	۱/۵۵	۱/۰۰	۰/۳۱۷	۴۰۶/۹	۲۵۰/۳	۳۲۲۷	۳۶۸۶	۱/۶۳	۰/۹۶	۱/۶۵
شانزده طبقه	۲/۴۴۸	۱/۵۶	۱/۰۰	۰/۳۰۳	۴۵۹/۰	۲۸۱/۳	۳۴۰۶	۳۹۷۳	۱/۶۳	۰/۹۸	۱/۶۴



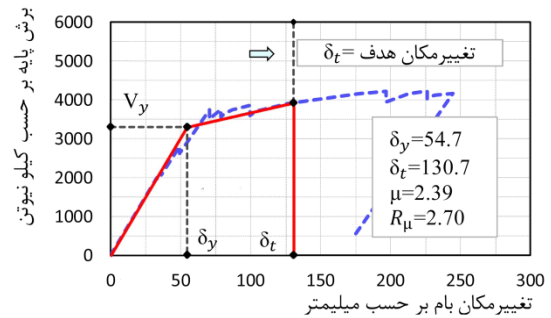
۲-۶ قاب چهار طبقه با مهاربندهای همگرای معمولی



۱-۶ قاب دو طبقه با مهاربندهای همگرای معمولی

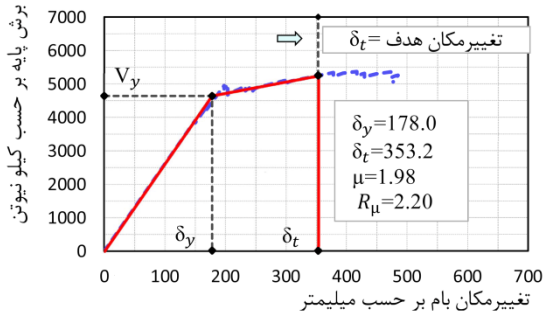


۴-۶ قاب هشت طبقه با مهاربندهای همگرای معمولی

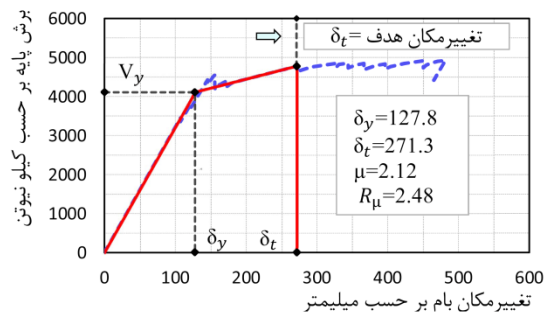


۳-۶ قاب شش طبقه با مهاربندهای همگرای معمولی

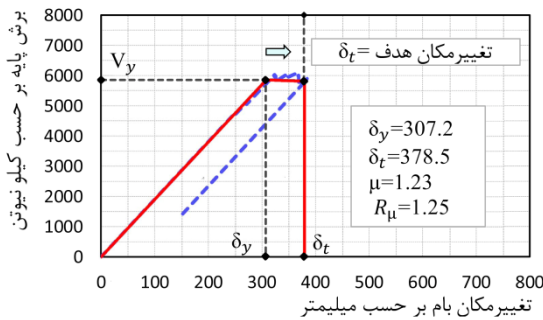




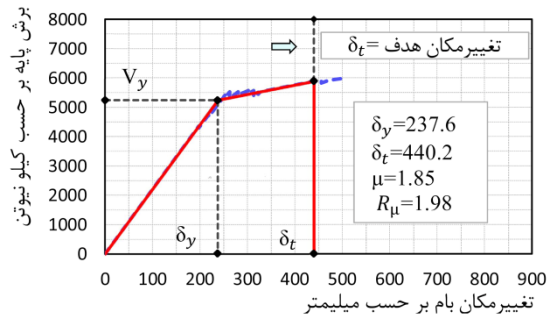
۶-۶- قاب دوازده طبقه با مهاربندهای همگرای معمولی



۵-۶- قاب ده طبقه با مهاربندهای همگرای معمولی



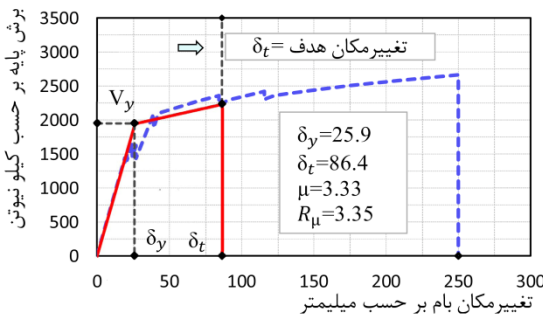
۸-۶- قاب شانزده طبقه با مهاربندهای همگرای معمولی



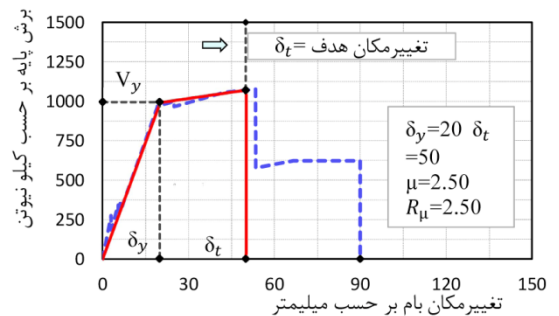
۷-۶- قاب چهارده طبقه با مهاربندهای همگرای معمولی

شکل ۶: منحنی ظرفیت هشت قاب ساختمانی ساده توام با مهاربندهای ضربدری معمولی واقع در دو دهانه کناری

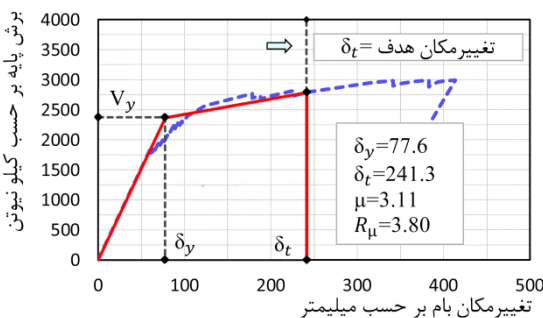
Fig.6. Capacity curve of eight ordinary concentrically X-braced frame (OCBF) which are braced in two end spans



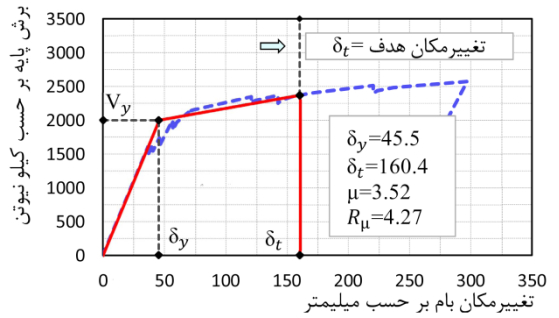
۲-۷- قاب چهار طبقه با مهاربندهای همگرای ویژه



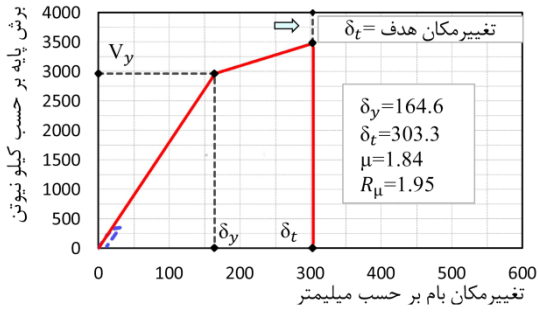
۱-۷- قاب دو طبقه با مهاربندهای همگرای ویژه



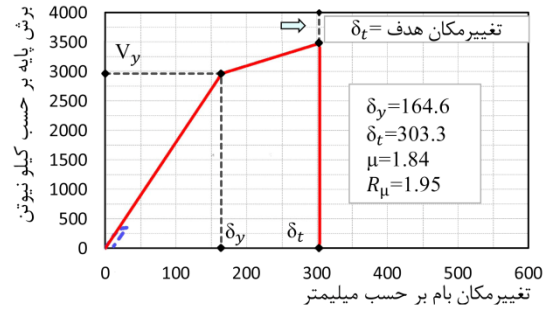
۴-۷- قاب هشت طبقه با مهاربندهای همگرای ویژه



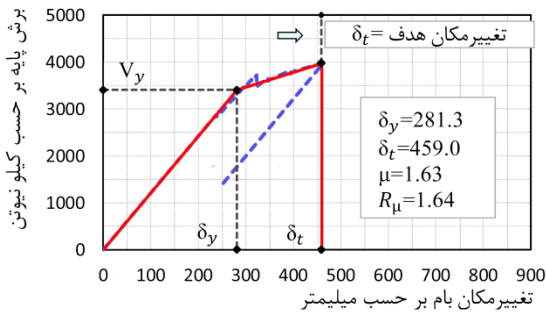
۳-۷- قاب شش طبقه با مهاربندهای همگرای ویژه



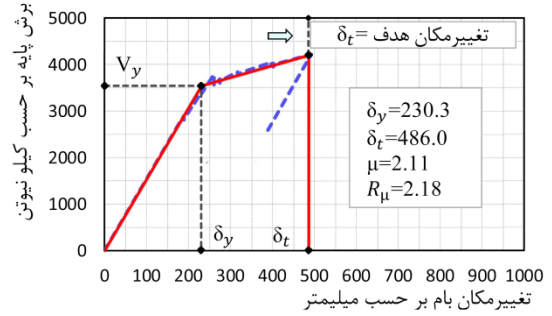
۴-۶ قاب دوازده طبقه با مهاربندهای همگرای ویژه



۵-۵ قاب ده طبقه با مهاربندهای همگرای ویژه



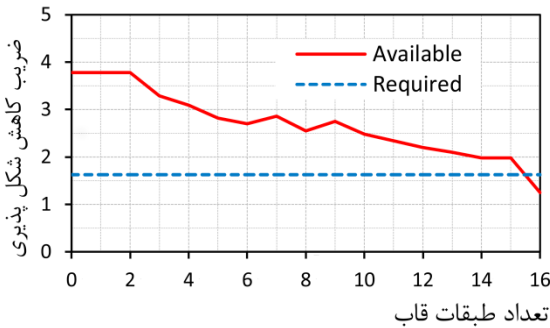
۷-۸ قاب شانزده طبقه با مهاربندهای همگرای ویژه



۷-۷ قاب چهارده طبقه با مهاربندهای همگرای ویژه

شکل ۷: منحنی ظرفیت هشت قاب ساختمانی ساده توام با مهاربندهای ضربردی ویژه واقع در دو دهانه کناری

Fig.7. Capacity curve of eight special concentrically X-braced frame (SCBF) which are braced in two end spans



شکل ۸: مقایسه ضریب کاهش شکل‌پذیری موجود با مورد نیاز ۱۶ قاب مهاربندی شده ضربردی معمولی و واقع در دو دهانه کناری

Fig.8. comparing available ductility reduction factor with required ductility reduction factor for 16 ordinary concentrically X-braced frames (OCBFs) which are braced in Two End spans

نکته دیگری که توجه به آن حائز اهمیت است، در آئین‌نامه ASCE<sup>V</sup> برای ارتفاع این قاب‌ها محدودیت ۳۵ فوت (معادل ۱۰/۷ متر) پیش‌بینی شده است. بر اساس نتایج این تحقیق، این محدودیت می‌تواند افزایش یابد. زیرا مطابق نتایج بدست آمده از این تحقیق، برای قاب‌های مهاربندی شده ضربردی با شکل‌پذیری معمولی برای قاب‌های تا ۱۵ طبقه مشکلی

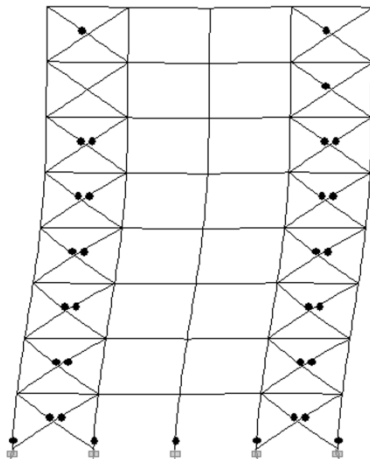
## ۶- بحث و بررسی

۶-۱ قاب‌های ساختمانی ساده توام با مهاربندهای ضربردی معمولی و واقع در دو دهانه ابتدا و انتها

مطابق مقادیر جدول ۱، ضریب کاهش شکل‌پذیری ۱۶ قاب ساختمانی ساده توام با مهاربندهای ضربردی معمولی واقع در دو دهانه ابتدا و انتها از ۱/۲۵ تا ۳/۷۸ متغیر می‌باشد. به جز در قاب شانزده طبقه، کلیه این مقادیر از مقدار پیش‌بینی شده در آئین‌نامه ASCE<sup>V</sup> بیشتر بوده و از منظر شکل‌پذیری در این نوع قاب‌های ساختمانی، ضعف عمده‌ای مشاهده نگردید. اگر چه ممکن است نزد مهندسان طراح این نوع سیستم‌های سازه‌ای از مقبولیت کمتری برخوردار باشد، لیکن بدلیل اینکه سطح نیروهای طراحی اینگونه سیستم‌های سازه‌ای نسبتاً بالاست، لذا می‌توان گفت که اینگونه سیستم‌های سازه‌ای شکل‌پذیری مورد نظر در آئین‌نامه‌های زلزله را دارند. زیرا مطابق شکل ۸ به جز در قاب شانزده طبقه، در بقیه قاب‌های مهاربندی شده ضریب  $R_{\mu}$  از مقدار پیش‌بینی شده در آئین‌نامه ASCE<sup>V</sup> بیشتر است

$$(R_{\mu} \geq 3.25 / 2 = 1.625)$$

در صورتی که ارزیابی شکل‌پذیری مورد نیاز مطابق آئین‌نامه ASCEV منظور باشد  $(R_{\mu} \geq 6/2 = 3)$ ، تا از این ۱۶ قاب ساختمانی مهاربندی شده، شکل‌پذیری مورد نیاز را تامین نکرده است. البته چون این قاب‌ها بر اساس  $5R/5 = 5R/5$  طراحی شده‌اند، ممکن است وضع از این نیز بدتر شود. اما اگر ارزیابی شکل‌پذیری مورد نیاز مطابق پیش‌نویس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران مورد نظر باشد  $(R_{\mu} \geq 5.5/2 = 2.75)$ ، باز هم ۹ تا از این قاب‌های مهاربندی شده، شکل‌پذیری مورد نیاز را تامین نکرده است. بنابراین مطابق نمودار شکل ۱۰، متأسفانه در این نوع قاب‌های مهاربندی شده ضربدری اکثراً شکل‌پذیری مورد نیاز تامین نمی‌شود و لزوم تجدید نظر در ارائه ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده ضربدری ویژه و واقع در دو دهانه کناری بشدت احساس می‌شود. اگر چه ضریب رفتار پیش‌بینی شده در پیش‌نویس چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران از ضریب رفتار پیش‌بینی شده در آئین‌نامه ASCEV کمتر است، لیکن بنظر می‌رسد برای قاب‌های مهاربندی شده ضربدری ویژه و واقع در دو دهانه کناری ضریب رفتار باید کمتر از  $5/5$  (مثلاً ۵ و یا کمتر) در نظر گرفته شود.



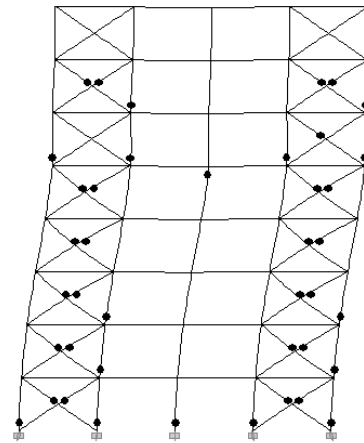
شکل ۱۱: مکانیزم فرو ریختگی قاب مهاربندی شده ضربدری ویژه هشت طبقه و واقع در دو دهانه کناری

Fig.11. Collapse mechanism for special concentrically X-braced frame (SCBF) which are braced in two end spans, 8 stories

مطابق منحنی‌های ظرفیت ارائه شده در شکل ۷، در قاب‌های مهاربندی شده ضربدری ویژه و واقع در دو دهانه کناری و بلندتر از هشت طبقه، قاب نمی‌تواند تغییرمکان هدف را تجربه نموده و همانند مکانیزم فرو ریختگی نمایش داده شده در شکل ۱۱، قبل از تجربه تغییرمکان هدف به حالت مکانیزم رسیده و فرو می‌ریزد و از این منظر نیز لزوم تجدید نظر در ارائه ضریب رفتار برای اینگونه قاب‌های مهاربندی شده ضربدری ویژه تأیید می‌شود.

از نظر میزان شکل‌پذیری پیش‌بینی شده در آئین‌نامه‌ها مشاهده نگردید و این بخاطر بالا بودن سطح مقاومت طراحی اینگونه قاب‌ها بوده که کمبود شکل‌پذیری آن‌ها را جبران می‌نماید.

یکی دیگر از نگرانی‌های موجود در خصوص اینگونه قاب‌های مهاربندی شده، نوع مکانیزم خرابی آن‌ها است. نتایج تحلیل پوش‌آور برای شانزده قاب مهاربندی شده ضربدری معمولی حاکی از آن است که با وجود تشکیل مفاصل پلاستیک در روی برخی از ستون‌ها، ضریب کاهش شکل‌پذیری در نظر گرفته شده در تحلیل‌های خطی اینگونه قاب‌ها تامین می‌گردد. در شکل ۹ مکانیزم خرابی یکی از این نوع قاب‌های مهاربندی شده نمایش داده شده است.

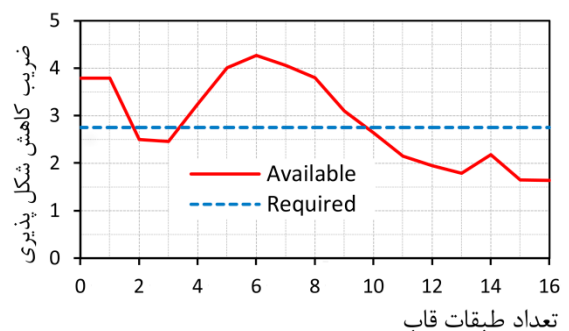


شکل ۹: مکانیزم فرو ریختگی قاب مهاربندی شده ضربدری معمولی هشت طبقه و واقع در دو دهانه کناری

Fig.9. Collapse mechanism for ordinary concentrically X-braced frame (OCBF) which are braced in two end spans, 8 stories

۶-۲ قاب‌های ساختمانی ساده توام با مهاربندهای ضربدری ویژه و واقع در دو دهانه ابتدا و انتها

مطابق مقادیر ارائه شده در جدول ۲، ضریب کاهش شکل‌پذیری ۱۶ قاب ساختمانی ساده توام با مهاربندهای ضربدری ویژه از  $1/64$  تا  $4/27$  متغیر است.



شکل ۱۰: مقایسه ضریب کاهش شکل‌پذیری موجود با مورد نیاز ۱۶ قاب مهاربندی شده ضربدری ویژه و واقع در دو دهانه کناری

Fig.10. comparing available ductility reduction factor with required ductility reduction factor for 16 special concentrically X-braced frames (SCBFs) which are braced in two End spans

## ۷- نتیجه گیری

نتایج به دست آمده از تحلیل، طراحی و تحلیل استاتیکی غیرخطی ۱۶ قاب ساختمانی ساده توام با مهاربندهای ضربدری معمولی و واقع در دو دهانه ابتدا و انتها نشان می دهد که:

(۱) میزان مصالح مصرفی در این نوع قاب های مهاربندی شده نسبت به قاب های مهاربندی ضربدری ویژه و واقع در دو دهانه ابتدا و انتها بترتیب برای قاب های از یک تا ۱۶ طبقه حدوداً از ۱۵ الی ۴۵ درصد بیشتر است.

(۲) در ۱۶ قاب مهاربندی شده ضربدری معمولی مورد مطالعه در این تحقیق، به جز در قاب شانزده طبقه در بقیه قاب ها ضریب کاهش شکل پذیری از مقدار مورد نظر آئین نامه ASCE7 ( $R_{\mu} \geq 3.25/2 = 1.625$ ) بیشتر بوده و در اینگونه قاب های مهاربندی شده ضربدری مشکلی از منظر تامین شکل پذیری مورد نیاز مشاهده نگردد.

(۴) حداکثر ارتفاع مجاز این نوع قاب ها را می توان از مقدار مورد نظر آئین نامه ASCE7 که ۳۵ فوت (معادل ۱۰/۷ متر) می باشد، بیشتر در نظر گرفت.

همچنین، نتایج بدست آمده از تحلیل، طراحی و تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل پوش آور) ۱۶ قاب ساختمانی ساده توام با مهاربندهای ضربدری ویژه و واقع در دو دهانه ابتدا و انتها نشان می دهد که:

(۱) به لحاظ میزان مصالح مصرفی، این نوع قاب ها نسبت به قاب های مهاربندی شده ضربدری معمولی و واقع در دو دهانه کناری بترتیب برای قاب های یک تا شانزده طبقه حدوداً از ۱۵ الی ۴۵ درصد مقرر به صرفه تر است.

(۲) ضریب رفتار پیشنهاد شده در پیش نویس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران ( $R=5.5$ ) منطقی تر از ضریب رفتار پیش بینی شده در آئین نامه ASCE7 ( $R=6$ ) می باشد.

(۳) برای قاب های مهاربندی شده ضربدری ویژه و واقع در دهانه های کناری ضریب رفتار مورد نظر آئین نامه ها تامین نمی شود و باید کمتر از ۵/۵ در نظر گرفته شود.

(۴) مطابق منحنی های ظرفیت بدست آمده، در قاب های مهاربندی شده ضربدری ویژه و واقع در دو دهانه کناری و با ارتفاع بالای هشت طبقه، قاب نمی تواند تغییر مکان هدف را تجربه نماید و قبل از رسیدن به آن به حالت مکانیزم رسیده و فرو می ریزد. به همین جهت در ارائه ضریب رفتار برای اینگونه قاب های مهاربندی شده باید تجدید نظر شود.

## مراجع

- [3] P. Uriz, F.C. Filippou, S.A. Mahin, Model for cyclic inelastic buckling of steel braces, *Journal of structural engineering*, 134(4) (2008) 619-628.
- [4] P. Uriz, Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frame structures, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, 2008.
- [5] Y. Bozorgnia, V.V. Bertero, Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering, *CRC press*, 2004.
- [6] R.G. Black, W. Wenger, E.P. Popov, Inelastic buckling of steel struts under cyclic load reversals, (1980).
- [7] A.S. Whittaker, C.-M. Uang, V.V. Bertero, Earthquake simulation tests and associated studies of a 0.3-scale model of a six-story eccentrically braced steel structure, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, 1987.
- [8] A.S. Whittaker, An experimental study of the behavior of dual steel systems, (1990).
- [9] I.F. Khatib, S.A. Mahin, K.S. Pister, Seismic behavior of concentrically braced steel frames, Earthquake Engineering Research Center, *University of California*, 1988.
- [10] C.W. Roeder, Seismic behavior of concentrically braced frame, *Journal of structural engineering*, 115(8) (1989) 1837-1856.
- [11] A.M. Remennikov, W.R. Walpole, Analytical prediction of seismic behaviour for concentrically braced steel systems, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 26(8) (1997) 859-874.
- [12] R. Tremblay, Inelastic seismic response of steel bracing members, *Journal of Constructional Steel Research*, 58(5) (2002) 665-701.
- [13] T. Balendra, X. Huang, Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950, *Journal of structural engineering*, 129(8) (2003) 1019-1035.
- [14] J. Kim, H. Choi, Response modification factors of chevron-braced frames, *Engineering structures*, 27(2) (2005) 285-300.
- [15] MHUD, Iranian National Building Code, Part 10, Steel Structure Design, *Ministry of Housing and Urban Development Tehran*, 2013.
- [16] BHRC, Iranian Code of Practice for seismic Resistant Design of Buildings: Standard No. 2800 (3rd Edition) Building and Housing Research Center, Tehran, 2005.
- [17] BHRC, Iranian Code of Practice for seismic Resistant Design of Buildings: Final Draft of Standard No. 2800 (4rd Edition), *Building and Housing Research Center*, Tehran, 2013.

[1] A.S.o.C. Engineers, Minimum design loads for buildings and other structures, *Amer Society of Civil Engineers*, 1994.

[2] A.I.o.S. Construction, Seismic provisions for structural steel buildings, *American Institute of Steel Construction*, 2002.

- Transaction A, Civil Engineering*, 24(1) (2017) 40
- [23] N.M. Newmark, W.J. Hall, Seismic design criteria for nuclear reactor facilities, in: *Proceedings of the 4th World conference on Earthquake Engineering*, 1969, pp. 37-50.
- [24] N.M. Newmark, W.J. Hall, Earthquake spectra and design, *Earth System Dynamics*, (1982).
- [25] E. Miranda, Site-dependent strength-reduction factors, *Journal of structural engineering*, 119(12) (1993) 3503-3519.
- [26] E. Miranda, V.V. Bertero, Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design, *Earthquake spectra*, 10(2) (1994) 357-379.
- [18] A. Committee, Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10), *American Institute of Steel Construction*, Chicago-Illinois, (2010).
- [19] Etabs, Integrated building design software, nonlinear version 9.7.3, in, Berkeley, California, USA, 1995.
- [20] A. Asghari, Dynamics of Structures, Basic and Applications to Earthquake Engineering, *Amirkabir University of Technology*, 2013.
- [21] P. FEMA, Commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA-356, *Federal Emergency Management Agency*, Washington, DC, (2000).
- [22] A. Asghari, B. Azimi, Evaluation of sensitivity of CBFs for types of bracing and story numbers, *Scientia Iranica*.

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

Please cite this article using:

A. Asghari, "Evaluation of Ductility Reduction Factor for X-braced Steel Frames Which are Braced in Two End span". *Amirkabir J.Civil Eng.*, 49(2) (2017) 213-225.

DOI:10.22060/ceej.2016.697



