

محاسبه‌ی ضریب رفتار سازه‌های مهاربندی‌شده‌ی هم‌محور فولادی

مجید صادق آذر (دانشیار)
مهدی غفوری (کارشناس ارشد)
دانشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران، دانشگاه تهران

در این نوشتار بعد از نگاهی گذرا به اهمیت ضریب رفتار و کاربرد آن در سازه‌ها، محتوای این ضریب و عوامل مؤثر بر مقدار آن مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین نحوه‌ی محاسبه‌ی این ضریب توسط یکی از روش‌های متداول، یعنی روش ارائه شده توسط فریمین مورد بررسی قرار گرفته است. سپس پارامترهای مورد استفاده در این تحقیق برای محاسبه‌ی ضریب رفتار ارائه شده و ضرایب رفتار قاب‌های دوبعدی مهاربندی‌شده‌ی هم‌محور فولادی، به دو صورت ضربدری و Δ شکل، با در نظر گرفتن درصد گیرداری تیر به ستون و پای ستون، و نیز درصد سخت‌شدگی کرنش به صورت نسبی از مدول یانگ محاسبه شده است؛ و در نهایت مقادیر بدست آمده مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

۱. مقدمه

اعضای غیرسازه‌ی اندکی دچار خرابی می‌شوند و اکثراً قابل استفاده‌اند. ایمنی جانبی. خسارت کلی ساختمان در این سطح عملکرد در حد متوسط است. در مورد اعضای سازه‌ی، سختی و مقاومت باقیمانده در تمام طبقات وجود دارد به طوری که سیستم باربر ثقلی عمل می‌کند، ولی تغییرشکل ماندگار در سازه وجود دارد. در این سطح عملکرد بسیاری از تأسیسات ساختمان و عناصر معماری صدمه می‌بینند. آستانه‌ی فروریزش. در این سطح خسارت کلی شدید، سختی و مقاومت باقی‌مانده‌ی اعضای سازه‌ی بسیار ناچیز، تغییرشکل‌های ماندگار زیاد، دیوارها و دست‌اندازهای مهارنشده‌ی گسیخته شده و ساختمان در آستانه فروریزش قرار می‌گیرد. در اعضای غیرسازه‌ی خرابی گسترده ایجاد می‌شود با این وجود ستون‌ها و دیوارها هنوز عمل می‌کنند.

با توجه به اثر تخریبی زلزله‌های اخیر بر سازه‌ها، مشاهده شده است که برخی از روش‌های کنونی طراحی لرزه‌ی از دقت کافی برخوردار نیستند و لزوم اصلاح آن‌ها احساس می‌شود. در تحقیقات صورت گرفته سعی شده است تا با استفاده از روش‌های طراحی با سطح عملکرد سازه، برخی از پارامترهای طراحی لرزه‌ی کنونی اصلاح شود. یکی از پارامترهای مهم و اساسی ضریب رفتار سازه است که متأسفانه در حال حاضر روش مناسب تعیین و استفاده از آن در طراحی لرزه‌ی در آیین‌نامه وارد نشده است. در این نوشتار نسبت به محاسبه و مقایسه‌ی ضریب رفتار سازه‌های فولادی مهاربندی‌شده‌ی هم‌محور اقدام شده است.

۲. سطوح عملکرد سازه

تغییر شکل جانبی سازه درمورد هر یک از سطوح فوق و با توجه به سیستم سازه‌ی به مقداری محدود شده است که این مقدار در مورد قاب مهاربندی‌شده برای سطح عملکرد ایمنی جانبی ۱/۵ درصد و سطح آستانه‌ی فروریزش ۲ درصد ارتفاع سازه است. [۱] [۲]

سطح عملکرد ساختمان براساس سطح عملکرد اجزای سازه‌ی و غیرسازه‌ی آن تعیین می‌شود، و در آن تغییرشکل تراز بام ساختمان محدود می‌شود. خسارت احتمالی برای چهار سطح مختلف عملکرد ساختمان در حالت وقوع زلزله چنین تعریف شده است [۱] [۲]:

۳. پارامترهای مؤثر در ضریب رفتار

پارامترهای اصلی مؤثر بر مقدار ضریب رفتار، عبارت است از: ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری اجزای سازه (R_{μ})، و ضریب اضافه مقاومت (R_s).

خدمت‌رسانی بی‌وقفه. در این سطح، خسارت کلی ساختمان بسیار کم است. سختی و مقاومت اعضای سازه‌ی تقریباً تغییری نکرده و تغییرشکل ماندگار و ترک‌خوردگی در این اعضا ایجاد نمی‌شود. درمورد اعضای غیرسازه‌ی، تمام سیستم‌های لازم برای عملکرد ساختمان فعال باقی می‌مانند.

۱.۳. ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری $\{R_{\mu}\}$

سازه‌ها بر اثر شکل‌پذیری، مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را به صورت پسماند مستهلک کرده، مقدار نیروهای وارده را کاهش می‌دهند و اثر

قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه. در این سطح عملکرد خسارت کلی ساختمان و همچنین تغییر سختی و مقاومت اعضای سازه‌ی کم است.

ضریب کاهش نیرو را به همراه دارند. مقدار استهلاک انرژی بستگی به میزان شکل‌پذیری کلی سازه دارد.

براساس مطالعات انجام یافته مشخص شده است که ضریب کاهش نیرو نه تنها به مشخصات سیستم بلکه به مشخصه‌های حرکات زمین نیز بستگی دارد. برای حرکت زمین، (R_{μ}) تابعی است از پرئود نوسان سازه (T) ، میرایی، نوع رفتار پسماند و میزان تغییرشکل غیرخطی سازه (ضریب شکل‌پذیری μ)، که تأثیر پرئود نوسان و میزان تغییرشکل غیرخطی بیشتر از دو مورد دیگر است. همچنین در محدوده‌های بالای پرئود، این ضریب تقریباً مستقل از پرئود بوده و تقریباً مساوی شکل‌پذیری سازه است؛ در محدوده پائین پرئود نیز این ضریب به شدت به پرئود وابسته است. برای سازه‌های خیلی صلب ($T \cong 0$) که کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری غیرممکن است، این ضریب برابر ۱ است.

۲.۳. ضریب اضافه مقاومت $\{R_s\}$

مقدار مقاومت ذخیره شده در سازه از حد مقاومت اولیه‌ی جاری شدن محسوس سازه (C_s) تا حد مقاومت نهایی سازه (فروریزش سازه، C_y) اضافه مقاومت سازه نامیده می‌شود. در واقع مقدار مقاومتی که بر اثر عوامل مختلف (از جمله مشخصات مصالح) در سازه ذخیره شده و انهدام سازه را به تأخیر می‌اندازد «اضافه مقاومت سازه» است. مقدار اضافه مقاومت موجود در سازه‌های واقعی بسیار متغیر است و به نوع مصالح مصرفی، نوع سیستم سازه‌یی، شکل کلی سازه از نظر هندسی، تعداد طبقات، جزئیات اجرائی، نوع و تاریخ آیین‌نامه‌ی طراحی سازه و ... بستگی دارد.

۴. تعیین ضریب رفتار با استفاده از روش فریمین^[۳]
فریمین تمام پارامترهای مؤثر بر ضریب رفتار را در دو پارامتر اصلی «ظرفیت جانبی نهایی سازه» و «احتیاجات زلزله» خلاصه کرده است. ظرفیت جانبی نهایی سازه با انجام یک تحلیل استاتیکی غیرخطی پیش‌رونده و با به‌دست آوردن منحنی تغییر شکل-نیرو تعیین می‌شود. در واقع این ضریب همان ضریب اضافه مقاومت (R_s) تعریف شده در قسمت‌های گذشته است.

احتیاجات زلزله‌یی (لرزه‌یی) در واقع بیان‌کننده نیرویی است که در هنگام وقوع زلزله به سازه وارد می‌شود. این نیرو در هنگام وقوع زلزله، به دلیل وجود رفتار غیرخطی و اتلاف انرژی ناشی از رفتار پسماند و افزایش میرایی سازه، کم‌تر از حالت رفتار خطی است. در واقع احتیاجات زلزله همان ضریب کاهش نیرو بر اثر شکل‌پذیری (R_{μ}) است که در قسمت قبلی تعریف شده برای به‌دست آوردن احتیاجات زلزله روشی ارائه شده است که در زیر به آن اشاره می‌کنیم:

به دلیل وجود رفتار غیرخطی سازه و تشکیل مفاصل خمیری، سازه

در هنگام زلزله نرم‌تر و پرئود ارتعاش و میرایی آن بیشتر می‌شود و نتیجتاً نیروی وارده به سازه کاهش می‌یابد. اگر میرایی سازه را در هنگام وقوع زلزله به جای ۳ درصد، معادل ۷ درصد در نظر بگیریم، طیف خطی نیروهای زلزله کاهش می‌یابد. حال اگر پرئود اولیه‌ی سازه را پرئود محاسباتی یا پرئود حاصل از روابط آیین‌نامه‌یی در نظر بگیریم، این پرئود در اثر اعمال زلزله و تغییر سختی سازه به پرئود غیرخطی سازه تبدیل می‌شود. مقدار احتیاجات زلزله از تقسیم مقدار نیروی مورد لزوم برای سازه در طیف خطی با ۳ درصد میرایی و پرئود ارتعاشی اولیه بر مقدار نیرو در طیف غیرخطی با ۷ درصد میرایی و پرئود غیرکشناسی آن به‌دست می‌آید.^[۳]

ضریب رفتار ناشی از ظرفیت سازه از رابطه‌ی $R_c = C_u / C_D$ به‌دست می‌آید که در آن C_u برش پایه‌ی بیشینه در حالت نهایی به وزن سازه و C_D برش پایه‌ی محاسباتی توسط آیین‌نامه بر وزن سازه است. ضریب رفتار ناشی از احتیاجات لرزه‌یی از رابطه $R_D = S_{a1} / S_{a2}$ به‌دست می‌آید که در آن S_{a1} ، شتاب طیفی حاصل از طیف ۳ درصد میرایی برای پرئود خطی سازه، و S_{a2} شتاب طیفی حاصل از طیف ۷ درصد میرایی برای پرئود غیرخطی (پرئود در لحظه نهایی) سازه است.

ضریب رفتار کلی سازه از حاصل ضرب دو مقدار R_C و R_D به‌دست خواهد آمد:

$$R = R_c \cdot R_D$$

۵. مشخصات کلی قاب‌های مورد بررسی

دو نوع مهاربند ضریبری و Λ شکل مورد بررسی قرار گرفته است. تعداد دهانه‌های مهاربندی ۱ و ۲ دهانه و عرض دهانه‌ها ۳، ۴ و ۵ متر است (شکل ۱). تعداد طبقات ۲، ۴، ۶، ۸، ۱۰، ۱۲ و ۱۵ طبقه فرض شده است. در تحلیل و طراحی قاب‌ها، اتصالات تیر به ستون به‌صورت مفصلی و نیمه‌گیردار در نظر گرفته شده است.

قاب‌های انتخابی، قاب‌های کناری یک ساختمان هستند که فاصله‌ی دو دهانه‌ی جانبی آن‌ها 4×2 متر است. سطح بارگیر یک مهاربند در هر طبقه ۴۸ مترمربع است که در قاب‌های دو دهانه (با دو مهاربند) به ۹۶ مترمربع افزایش یافته است. ارتفاع هر طبقه ۳ متر فرض شده است (شکل ۱).

سیستم سقف به‌صورت یک طرفه است، به طوری که بارهای قائم بر روی قاب مورد نظر اعمال می‌شود. به دلیل استفاده از قاب‌های کناری، بار دیوارهای اطراف ساختمان نیز به این قاب‌ها وارد می‌شود. با توجه به جزئیات اجرایی سقف، مقدار بار گسترده‌ی سقف 600 کیلوگرم بر مترمربع، بار دیوارهای اطراف 700 کیلوگرم بر متر، و مقدار بار

در تحلیل غیرخطی قاب‌ها، مشخصات فولاد (با تنش تسلیم $F_y = 2400$ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و مدول یانگ $E = 21 \times 10^6$ کیلوگرم بر سانتی متر مربع) به صورت یک رابطه‌ی دوخطی با کرنش سخت‌شدگی و میزان سخت‌شدگی e_2 به میزان ۰.۱٪، ۰.۳٪، ۰.۵٪، و ۰.۷٪ از مدول یانگ در نظر گرفته شده است (شکل ۲).

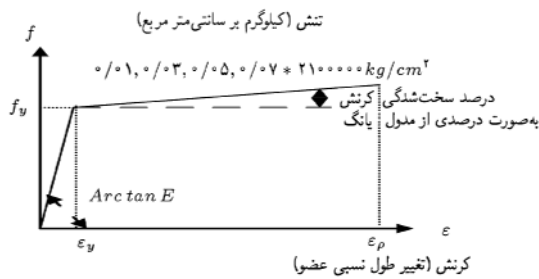
قاب‌ها به صورت دوبعدی با اتصالات تیر به ستون و درصدگیری ۰٪، ۰.۲۰٪، ۰.۴۰٪، ۰.۶۰٪ و اتصالات پای ستون ۰٪، ۰.۲۰٪، ۰.۴۰٪، ۰.۶۰٪، ۰.۸۰٪ و ۱.۰۰٪ مدل شده است (شکل ۳). مقاطع اعضای قاب‌ها به‌گونه‌ی انتخاب شده‌اند که در آنها نسبت تنش موجود به تنش مجاز بین ۰.۹۶ تا ۱.۰ قرار دارد.

شکل‌پذیری

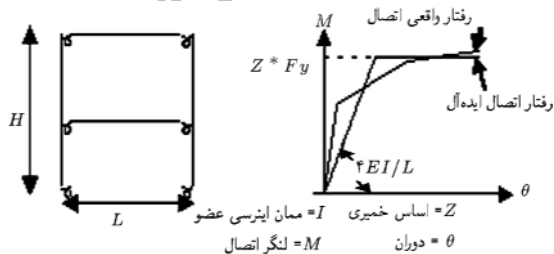
شکل‌پذیری در یک سازه به شکل‌پذیری کلی سازه و شکل‌پذیری محلی تقسیم می‌شود. در مورد شکل‌پذیری محلی، چرخش خمیری مقطع (θ_p) ، و کرنش خمیری مقاطع خرابی (ϵ_p) را به بیشینه‌ی آن یعنی به ترتیب ۰.۰۳ و ۰.۲۱۷ محدود کرده‌ایم که برای گسیختگی عضو مقدار مناسبی است. [۴] شایان ذکر است که چون کمانش مقاطع خرابی

جدول ۱. شماره‌ی مقاطع در نظر گرفته شده برای IPE و UNP.

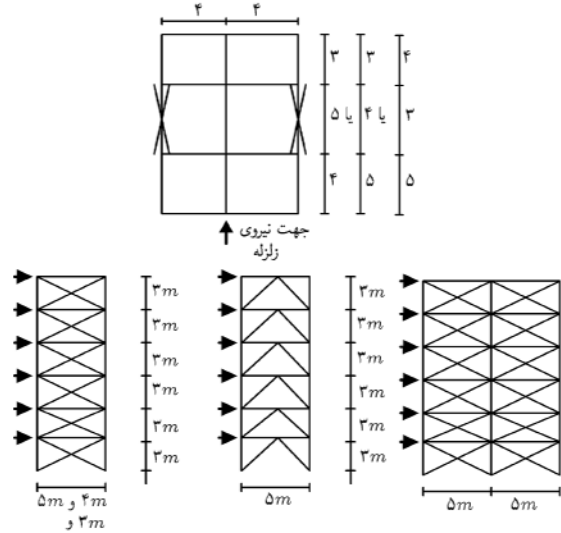
...	۲۴	۲۳	...	۹	۸٫۵	۸	IPE...
...	۲۱	۲۰	...	۷	۶٫۵	۶	UNP...



شکل ۲. نمودار تنش-کرنش (با سخت‌شدگی کرنش).



شکل ۳. اتصال فنری برای تیر به ستون و پای ستون و رفتار اتصال باگیرداری ۱.۰٪.



شکل ۱. مشخصات کلی قاب‌های مورد بررسی.

زنده برای آن‌ها (با توجه به کاربری مسکونی برای ساختمان مورد نظر) برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. در محاسبه‌ی وزن سازه برای نیروی زلزله، ۲۰ درصد بار زنده اعمال شده است.

بار جانبی برای طراحی از روش استاتیکی معادل آیین‌نامه‌ی زلزله ۲۸۰۰ ایران (سال ۱۳۷۶) به‌دست آمده و براساس پارامترهای آن در ارتفاع قاب پخش شده است.

در تحلیل قاب‌های مورد نظر شتاب مبنای طرح با توجه به منطقه با خطر نسبی زیاد ($A = 0.3$) و زمین نوع IV با $T_c = 1$ و همچنین ساختمان مسکونی با قاب ساده و مهاربندی هم‌محور فولادی با ضرایب $I = 1$ و $R = 6$ تعیین شده است. در هر دو حالت خطی و غیرخطی تحلیل به صورت استاتیکی انجام شده است.

مقاطع مورد استفاده برای ستون‌ها عبارت‌اند از: ۲ IPE با فاصله‌ی برابر ارتفاع مقطع (مرکز تا مرکز) و برای تیرها ۲ IPE به هم چسبیده و برای بادبندها از دو پروفیل ناودانی. که به صورت مقطع قوطی در کنار هم قرار گرفته است.

شماره مقاطع در نظر گرفته شده برای IPE و UNP در جدول ۱ آمده است. مقاطع فرضی مابین مقاطع اصلی موجود در جدول پروفیل‌ها از درون‌یابی مقاطع و ممان اینرسی پروفیل‌ها (با درون‌یابی نمودار آنها) به‌دست آمده است.

در حالت خطی برنامه‌ی مورد استفاده SAP۲۰۰۰، و در حالت غیرخطی ۲DX-Drain است. در هر دو حالت خطی و غیرخطی، تحلیل به صورت استاتیکی انجام شده است.

آیین‌نامه‌های مورد استفاده عبارت‌اند از: آیین‌نامه‌ی زلزله ۲۸۰۰، آیین‌نامه‌ی بارگذاری ۵۱۹ و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان.

نیز ممکن است قبل از رسیدن به بیشینه کرنش خمیری ذکرشده اتفاق بیفتد، در نتیجه کمانش اوپلر در این محاسبات در نظر گرفته شده است. در مورد شکل‌پذیری کلی سازه، بیشترین جابه‌جایی تراز بام به $1.5H$ و برای مقایسه به $2H$ نیز محدود می‌کنیم که این مقادیر به ترتیب به سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش تعلق دارند [۳].

$P = 4$: از مقاطع فرعی برای تیرها، ستونها و مهاربندها استفاده شده و در هر ۴ طبقه، حداقل مقطع جوابگو به‌کار رفته است، یعنی تغییر مقطع ستون یا مهاربند در هر ۴ طبقه صورت می‌گیرد.

$P = 15$: از مقاطع فرعی برای تیرها، ستونها و مهاربندها استفاده شده و حداقل مقطع جوابگو در اولین طبقه، در سایر طبقات نیز به‌کار رفته است. (جداول ۲ الی ۱۵)

۲.۶. تأثیر سخت‌شوندگی کرنش بر ضریب رفتار

با توجه به جداول مشاهده می‌شود که با افزایش سخت‌شدگی کرنش، بر مقدار RC افزوده شده، از مقدار RD کاسته شده و در نهایت مقدار R افزایش یافته است. همچنین ضریب R حداکثر ۵۰٪ تغییر کرده که در قاب مهاربندی‌شده با طبقات کم‌ترین افزایش بیشتر است، و در قاب ۲ طبقه این مقدار بیشینه می‌شود.

۳.۶. تأثیر افزایش طبقات بر ضریب رفتار

با افزایش تعداد طبقات، مقدار ضریب رفتار کاهش می‌یابد که کم‌ترین مقدار این ضریب را در سازه‌ی ۱۵ طبقه مشاهده می‌کنیم. ضریب RC در سازه‌های کم‌تر از ۱۰ طبقه، با افزایش طبقات کاهش می‌یابد و این بدان معناست که اضافه مقاومت سازه‌های با طبقات بیشتر، کم‌تر است.

در سازه‌های کم‌تر از ۱۰ طبقه، ضریب RD با افزایش طبقات زیاد می‌شود و این موضوع حاکی از شکل‌پذیرتر بودن این سازه‌ها است.

۴.۶. تأثیر عرض دهانه و تعداد دهانه‌های مهاربندی‌شده بر ضریب رفتار

با کاهش عرض دهانه، مقادیر ضریب رفتار نیز کاهش می‌یابد که بیشینه‌ی این کاهش ۱۳٪ است. تغییرات ضریب RC نیز تقریباً شبیه

جدول ۲. مهاربندی ضریب $e_2 = 5\%$ ، $c = 10\%$ ، $b = 15H$ ، $\Delta R_{max} = 10\%$ ، $P = 1$.

R	RD	RC	L	m	n
۱۲٫۳۱	۱٫۴۰۶	۸٫۷۶	۵	۱	۲
۱۰٫۹۰	۱٫۹۴	۵٫۶۲	۵	۱	۴
۱۰٫۱۹	۲٫۳۷	۴٫۳	۵	۱	۶
۱۰٫۶۷	۲٫۹۴	۳٫۶۳	۵	۱	۸
۱۰٫۲۱	۳٫۲۳	۳٫۱۶	۵	۱	۱۰
۸٫۸۷	۲٫۸۹	۳٫۰۷	۵	۱	۱۲
۶٫۷۴	۱٫۴۹	۴٫۵۱	۵	۱	۱۵
۱۰٫۶۴	۱٫۹۷	۵٫۴۰	۴	۱	۴
۲٫۹۴	۲٫۳۸	۴٫۱۷	۴	۱	۸
۸٫۵۳	۲٫۹۶	۲٫۸۸	۴	۱	۱۲
۹٫۵۸	۲٫۱۱	۴٫۵۴	۳	۱	۴
۸٫۳۴	۲٫۰۷	۴٫۰۳	۳	۱	۸
۷٫۰۲	۱٫۸۹	۳٫۷۱	۳	۱	۱۲
۱۱٫۲۲	۱٫۸۱	۶٫۲۰	۵	۲	۴
۱۰٫۹۸	۲٫۶۷	۴٫۱۱	۵	۲	۸
۹٫۱۶	۲٫۷۱	۳٫۳۸	۵	۲	۱۲

۶. نتایج محاسبات [۵]

۱.۶. علائم و اصطلاحات استفاده شده

R : ضریب رفتار سازه در روش طراحی تنش مجاز؛
 RC : ضریب ظرفیت جانبی نهایی سازه، شامل ضریب اضافه مقاومت و ضریب تنش مجاز (۱/۴)؛
 RD : ضریب احتیاجات لرزه‌ی سازه (ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری)؛

n : تعداد طبقات سازه؛

m : تعداد دهانه‌های مهاربندی‌شده‌ی قاب؛

l : عرض دهانه‌ی مهاربندی‌شده؛

e_2 : درصد سخت‌شدگی کرنش به صورت درصدی از مدول یانگ؛

C : درصد‌گیری اتصال پای ستون (از ۰٪ به معنی اتصال مفصلی کامل، تا ۱۰۰٪ به معنی اتصال گیردار کامل)؛

b : درصدگیری اتصال تیر به ستون (از ۰٪ به معنی اتصال مفصلی کامل تا ۱۰۰٪ به معنی اتصال گیردار کامل)؛

ΔR_{max} : بیشینه‌ی تغییرمکان تراز بام (m)؛

H : ارتفاع تراز بام از روی پی (m). ارتفاع هر طبقه ۳ متر است که از ضرب تعداد طبقه در ۳، مقدار کل H به دست می‌آید.

منظور از مقاطع اصلی، مقاطع موجود در جدول پروفیل‌ها است، و مقاطع فرعی عبارت‌اند از مقاطع تعریف‌شده بین مقاطع اصلی و همچنین خود مقاطع اصلی که در بخش قبلی توضیح داده شد.

علائم به‌کار رفته در جدول ارائه شده عبارت‌اند از:

$O = 1$: از مقاطع اصلی برای تیرها، ستونها و مهاربندها استفاده شده و در هر طبقه حداقل مقطع جوابگو به‌کار رفته است.

$O = 4$: از مقاطع اصلی برای تیرها، ستونها و مهاربندها استفاده شده و در هر ۴ طبقه، حداقل مقطع جوابگو به‌کار رفته است، یعنی تغییر مقطع ستون یا مهاربند در هر ۴ طبقه صورت می‌گیرد.

$O = 15$: از مقاطع اصلی برای تیرها، ستونها و مهاربندها استفاده شده و حداقل مقطع جوابگو در اولین طبقه، در سایر طبقات نیز به‌کار رفته است.

$P = 1$: از مقاطع فرعی برای تیرها، ستونها و مهاربندها استفاده شده و در هر طبقه حداقل مقطع جوابگو به‌کار رفته است.

جدول ۶. مهاربندی ضریبدری: $e_1 = 5\%$, $e_2 = 8\%$, $e_3 = 4\%$, $b = 20\%$, $c = 10\%$, $P = 1$, $\Delta R_{max} = 0.15H$

R	R _D	R _C	L	m	n
۱۲,۲۹	۱,۴۱	۸,۷۲	۵	۱	۲
۱۰,۸۸	۱,۹۴	۵,۶۱	۵	۱	۴
۱۰,۱۵	۲,۳۸	۴,۲۶	۵	۱	۶
۱۰,۵۴	۲,۹۷	۳,۵۵	۵	۱	۸
۱۰,۲۷	۳,۲۶	۳,۱۵	۵	۱	۱۰
۸,۸۸	۲,۸۹	۳,۰۷	۵	۱	۱۲
۶,۹۹	۱,۵۵	۴,۵۱	۵	۱	۱۵
۱۰,۶۰	۱,۹۷	۵,۳۸	۴	۱	۴
۹,۸۲	۲,۳۶	۴,۱۶	۴	۱	۸
۸,۵۸	۲,۹۵	۳,۹۱	۴	۱	۱۲
۹,۵۸	۲,۱۱	۴,۵۴	۳	۱	۴
۸,۴۰	۲,۱۰	۴,۰۰	۳	۱	۸
۷,۰۲	۱,۸۹	۳,۷۱	۳	۱	۱۲
۱۱,۲۴	۱,۸۱	۶,۲۱	۵	۲	۴
۱۱,۰۱	۲,۶۸	۴,۱۱	۵	۲	۸
۹,۲۴	۲,۷۱	۳,۴۱	۵	۲	۱۲

جدول ۳. مهاربندی ضریبدری ($e_1 = 5\%$, $e_2 = 8\%$, $e_3 = 20\%$, $b = 20\%$, $c = 10\%$, $P = 1$, $\Delta R_{max} = 0.15H$)

R	R _D	R _C	L	m	n
۱۲,۲۶	۱,۴۱	۸,۷۰	۵	۱	۲
۱۰,۸۸	۱,۹۴	۵,۶۱	۵	۱	۴
۱۰,۲۲	۲,۳۷	۴,۳۲	۵	۱	۶
۱۰,۶۴	۲,۹۳	۳,۶۳	۵	۱	۸
۱۰,۲۱	۳,۲۳	۳,۱۶	۵	۱	۱۰
۸,۹۰	۲,۸۹	۳,۰۸	۵	۱	۱۲
۶,۷۲	۱,۴۹	۴,۵۱	۵	۱	۱۵
۱۰,۶۶	۱,۹۷	۵,۴۱	۴	۱	۴
۹,۹۴	۲,۳۸	۴,۱۷	۴	۱	۸
۸,۵۵	۲,۹۷	۳,۸۸	۴	۱	۱۲
۹,۵۸	۲,۱۱	۴,۵۴	۳	۱	۴
۸,۴۲	۲,۰۹	۴,۰۳	۳	۱	۸
۷,۰۲	۱,۸۹	۳,۷۱	۳	۱	۱۲
۱۱,۲۴	۱,۸۱	۶,۲۱	۵	۲	۴
۱۰,۹۸	۲,۶۷	۴,۱۱	۵	۲	۸
۹,۱۶	۲,۷۱	۳,۳۸	۵	۲	۱۲

جدول ۷. مهاربندی ضریبدری: $e_1 = 2\%$, $e_2 = 8\%$, $e_3 = 20\%$, $b = 20\%$, $c = 10\%$, $P = 1$, $\Delta R_{max} = 0.15H$

R	R _D	R _C	L	m	n
۱۰,۶۴	۱,۴۱	۷,۵۴	۵	۱	۲
۱۰,۲۴	۲,۰۲	۵,۰۷	۵	۱	۴
۹,۹۷	۲,۴۰	۴,۱۵	۵	۱	۶
۱۰,۴۰	۳,۰۸	۳,۳۸	۵	۱	۸
۱۰,۱۷	۳,۳۲	۳,۰۶	۵	۱	۱۰
۸,۶۱	۲,۹۶	۲,۹۱	۵	۱	۱۲
۶,۲۶	۱,۶۷	۳,۷۵	۵	۱	۱۵
۱۰,۱۰	۲,۰۴	۴,۹۵	۴	۱	۴
۹,۶۳	۲,۷۴	۳,۵۱	۴	۱	۸
۸,۴۳	۳,۰۱	۲,۸۰	۴	۱	۱۲
۹,۲۹	۲,۱۸	۴,۲۶	۳	۱	۴
۸,۲۹	۲,۱۹	۳,۷۹	۳	۱	۸
۶,۸۸	۱,۹۲	۳,۵۸	۳	۱	۱۲
۱۰,۹۳	۱,۸۹	۵,۷۸	۵	۲	۴
۱۰,۸۹	۲,۷۶	۳,۹۴	۵	۲	۸
۹,۱۳	۲,۸۱	۳,۲۵	۵	۲	۱۲

جدول ۴. مهاربندی ضریبدری: $e_1 = 5\%$, $e_2 = 60\%$, $e_3 = 20\%$, $b = 20\%$, $c = 10\%$, $P = 1$, $\Delta R_{max} = 0.15H$

R	R _D	R _C	L	m	n
۱۲,۲۸	۱,۴۱	۸,۷۱	۵	۱	۲
۱۰,۸۳	۱,۹۴	۵,۵۸	۵	۱	۴
۱۰,۱۵	۲,۳۸	۴,۲۷	۵	۱	۶
۱۰,۵۳	۲,۹۷	۳,۵۵	۵	۱	۸
۱۰,۳۰	۳,۲۶	۳,۱۶	۵	۱	۱۰
۸,۸۴	۲,۸۸	۳,۰۷	۵	۱	۱۲
۶,۹۹	۱,۵۵	۴,۵۱	۵	۱	۱۵
۱۰,۶۰	۱,۹۷	۵,۳۸	۴	۱	۴
۹,۹۴	۲,۳۸	۴,۱۷	۴	۱	۸
۸,۵۳	۲,۹۶	۳,۸۸	۴	۱	۱۲
۹,۵۶	۲,۱۲	۴,۵۱	۳	۱	۴
۸,۳۶	۲,۰۹	۴,۰۰	۳	۱	۸
۷,۰۲	۱,۸۹	۳,۷۱	۳	۱	۱۲
۱۱,۲۰	۱,۸۱	۶,۱۹	۵	۲	۴
۱۰,۹۵	۲,۶۷	۴,۱۰	۵	۲	۸
۹,۲۰	۲,۷۱	۳,۳۹	۵	۲	۱۲

جدول ۸. مهاربندی ضریبدری: $e_1 = 7\%$, $e_2 = 8\%$, $e_3 = 20\%$, $b = 20\%$, $c = 10\%$, $P = 1$, $\Delta R_{max} = 0.15H$

R	R _D	R _C	L	m	n
۱۳,۳۷	۱,۴۱	۹,۴۸	۵	۱	۲
۱۱,۱۳	۱,۸۴	۶,۰۵	۵	۱	۴
۱۰,۵۴	۲,۳۲	۴,۵۵	۵	۱	۶
۱۰,۶۶	۲,۸۸	۳,۷	۵	۱	۸
۱۰,۴۳	۳,۱۶	۳,۳۰	۵	۱	۱۰
۹,۱۹	۲,۸۷	۳,۲۱	۵	۱	۱۲
۷,۷۶	۱,۴۷	۵,۲۸	۵	۱	۱۵
۱۱,۰۰	۱,۹۲	۵,۷۳	۴	۱	۴
۹,۹۸	۲,۱۸	۴,۵۸	۴	۱	۸
۸,۵۹	۲,۸۶	۳,۰۰	۴	۱	۱۲
۹,۶۷	۲,۰۹	۴,۶۳	۳	۱	۴
۸,۴۷	۲,۰۱	۴,۲۱	۳	۱	۸
۷,۱۱	۱,۸۳	۳,۸۹	۳	۱	۱۲
۱۱,۵۸	۱,۷۰	۸,۱۶	۵	۲	۴
۱۱,۰۴	۲,۶۱	۴,۲۳	۵	۲	۸
۹,۳۱	۲,۶۳	۳,۵۴	۵	۲	۱۲

جدول ۵. مهاربندی ضریبدری: $e_1 = 5\%$, $e_2 = 8\%$, $e_3 = 20\%$, $b = 20\%$, $c = 10\%$, $P = 1$, $\Delta R_{max} = 0.15H$

R	R _D	R _C	L	m	n
۱۲,۲۹	۱,۴۱	۸,۷۲	۵	۱	۲
۱۰,۸۳	۱,۹۴	۵,۵۸	۵	۱	۴
۱۰,۱۵	۲,۳۸	۴,۲۷	۵	۱	۶
۱۰,۵۲	۲,۹۷	۳,۵۴	۵	۱	۸
۱۰,۲۷	۳,۲۶	۳,۱۵	۵	۱	۱۰
۸,۸۸	۲,۸۹	۳,۰۷	۵	۱	۱۲
۶,۹۸	۱,۵۵	۴,۵۰	۵	۱	۱۵
۱۰,۶۰	۱,۹۷	۵,۳۸	۴	۱	۴
۹,۸۶	۲,۳۷	۴,۱۶	۴	۱	۸
۸,۵۳	۲,۹۶	۳,۸۸	۴	۱	۱۲
۹,۵۶	۲,۱۲	۴,۵۱	۳	۱	۴
۸,۴۰	۲,۱۰	۴,۰۰	۳	۱	۸
۷,۰۲	۱,۸۹	۳,۷۱	۳	۱	۱۲
۱۱,۲۰	۱,۸۱	۶,۱۹	۵	۲	۴
۱۰,۹۸	۲,۶۷	۴,۱۱	۵	۲	۸
۹,۲۰	۲,۷۱	۳,۳۹	۵	۲	۱۲

جدول ۱۴. مهاربندی ضربدری: $e_x = 5\%$, $e_y = 8\%$, $b = 20\%$, $p = 1$, $\Delta R_{max} = 0.2H$

R	R _D	R _C	L	m	n
۱۳,۴۶	۱,۴۱	۹,۵۵	۵	۱	۲
۱۳,۰۰	۲,۰۹	۶,۲۲	۵	۱	۴
۱۲,۳۲	۲,۵۹	۴,۷۶	۵	۱	۶
۱۳,۰۳	۳,۳۲	۳,۹۳	۵	۱	۸
۱۱,۹۶	۳,۴۹	۳,۴۳	۵	۱	۱۰
۹,۰۹	۲,۹۷	۳,۵۶	۵	۱	۱۲
۶,۹۸	۱,۵۵	۴,۵۰	۵	۱	۱۵

جدول ۱۵. مهاربندی V شکل وارونه: $e_x = 5\%$, $e_y = 8\%$, $b = 20\%$, $p = 1$, $\Delta R_{max} = 0.15H$

R	R _D	R _C	L	m	n
۹,۱۹	۱,۴۱	۶,۵۲	۵	۱	۲
۱۰,۸۵	۱,۹۳	۵,۶۲	۵	۱	۴
۱۰,۱۵	۲,۳۶	۴,۳۰	۵	۱	۶
۱۰,۸۳	۲,۹۱	۳,۷۲	۵	۱	۸
۱۰,۶۱	۳,۱۴	۳,۳۸	۵	۱	۱۰
۹,۲۹	۲,۶۹	۳,۴۵	۵	۱	۱۲
۷,۹۱	۱,۹۳	۴,۱۰	۵	۱	۱۵

ضریب R است، ولی کاهش عرض دهانه باعث افزایش مقدار ضریب R_D می‌شود. با افزایش h/l سازه شکل‌پذیری بیشتری خواهد داشت (h ارتفاع طبقه و l طول دهانه‌ی مهاربندی شده است).

۵.۶. اثر درصد گیرداری اتصالات بر ضریب رفتار با مراجعه به جداول یادشده مشاهده می‌شود که نیمه‌گیردار اجراشدن اتصالات، به جای اتصالات مفصلی در سازه‌های مهاربندی شده‌ی ضربدری، تأثیر محسوسی بر مقدار ضریب رفتار یا ضرایب R_D و R_C ندارد. این نتیجه هم برای اتصالات تیر به ستون و هم برای اتصالات پای ستون به دست آمد.

۶.۶. اثر استفاده از مقاطع قوی‌تر در اعضا قاب به‌طور کلی افزایش ابعاد مقاطع استفاده شده باعث افزایش ضریب رفتار سازه می‌شود؛ البته این افزایش مقاطع باعث کاهش ضریب R_D (که شکل‌پذیری نیز در این ضریب نهفته است) می‌شود و فقط افزایش اضافه مقاومت سازه باعث افزایش ضریب رفتار می‌شود.

۷.۶. اثر افزایش بیشینه‌ی جابه‌جایی تراز بام اگر بیشینه جابه‌جایی تراز بام در حالت نهایی از $1/15$ ارتفاع سازه به $2/1$ افزایش یابد (یعنی اگر سطح عملکرد سازه از ایمنی جانی به آستانه‌ی فروریزش تغییر یابد) مقادیر ضریب رفتار بیشینه تا 17% افزایش می‌یابد. البته ممکن است در بعضی موارد هیچ افزایشی در مقدار این ضریب حاصل نشود و آن حالتی است که شکل‌پذیری یکی از اعضاء سازه قبل از آن‌که جابه‌جایی تراز بام به $1/15$ ارتفاع سازه برسد، از حد مشخص شده بیشتر شود.

جدول ۹. مهاربندی ضربدری: $e_x = 5\%$, $e_y = 8\%$, $b = 20\%$, $O = 1$, $\Delta R_{max} = 0.15H$

R	R _D	R _C	L	m	n
۱۴,۲۰	۱,۴۱	۱۰,۰۷	۵	۱	۲
۱۱,۰۹	۱,۸۷	۵,۹۳	۵	۱	۴
۱۰,۷۳	۲,۲۸	۴,۷۰	۵	۱	۶
۱۰,۸۰	۲,۸۱	۳,۸۵	۵	۱	۸
۱۰,۳۴	۳,۱۷	۳,۲۶	۵	۱	۱۰
۹,۱۶	۲,۷۹	۳,۲۸	۵	۱	۱۲
۷,۴۱	۱,۴۶	۵,۰۸	۵	۱	۱۵

جدول ۱۰. مهاربندی ضربدری: $e_x = 5\%$, $e_y = 8\%$, $b = 20\%$, $O = 4$, $\Delta R_{max} = 0.15H$

R	R _D	R _C	L	m	n
۱۴,۲۱	۱,۴۱	۱۰,۰۸	۵	۱	۲
۱۱,۷۱	۱,۶۹	۶,۹۳	۵	۱	۴
۱۱,۷۵	۲,۱۴	۵,۴۸	۵	۱	۶
۱۰,۹۷	۲,۷۳	۴,۰۱	۵	۱	۸
۱۰,۴۱	۳,۱۱	۳,۳۵	۵	۱	۱۰
۹,۲۱	۲,۷۸	۳,۳۱	۵	۱	۱۲
۷,۴۴	۱,۴۶	۵,۱۰	۵	۱	۱۵

جدول ۱۱. مهاربندی ضربدری: $e_x = 5\%$, $e_y = 8\%$, $b = 20\%$, $p = 4$, $\Delta R_{max} = 0.15H$

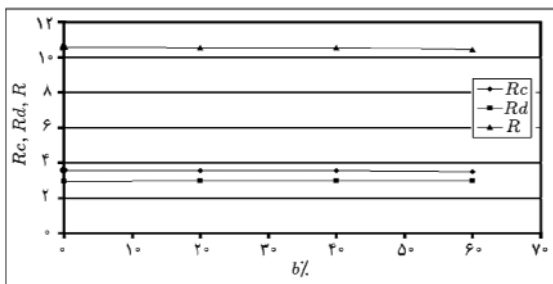
R	R _D	R _C	L	m	n
۱۲,۲۹	۱,۴۱	۸,۷۲	۵	۱	۲
۱۱,۴۶	۱,۷۴	۶,۵۹	۵	۱	۴
۱۰,۸۵	۲,۲۷	۴,۷۹	۵	۱	۶
۱۰,۷۷	۲,۸۱	۳,۸۳	۵	۱	۸
۱۰,۳۱	۳,۲۲	۳,۲۰	۵	۱	۱۰
۹,۱۰	۲,۸۱	۳,۲۴	۵	۱	۱۲
۷,۱۶	۱,۵۳	۴,۶۸	۵	۱	۱۵

جدول ۱۲. مهاربندی ضربدری: $e_x = 5\%$, $e_y = 8\%$, $b = 20\%$, $O = 15$, $\Delta R_{max} = 0.15H$

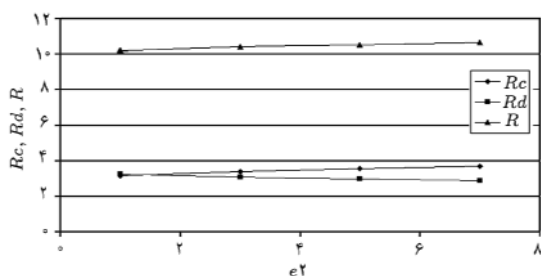
R	R _D	R _C	L	m	n
۱۴,۲۱	۱,۴۱	۱۰,۰۸	۵	۱	۲
۱۱,۷۱	۱,۶۹	۶,۹۳	۵	۱	۴
۱۲,۰۷	۲,۰۸	۵,۸۱	۵	۱	۶
۱۱,۳۰	۲,۶۱	۴,۳۲	۵	۱	۸
۱۰,۴۸	۳,۰۹	۳,۳۹	۵	۱	۱۰
۹,۴۲	۲,۶۷	۳,۵۳	۵	۱	۱۲
۷,۴۵	۱,۴۱	۵,۲۸	۵	۱	۱۵

جدول ۱۳. مهاربندی ضربدری: $e_x = 5\%$, $e_y = 8\%$, $b = 20\%$, $p = 15$, $\Delta R_{max} = 0.15H$

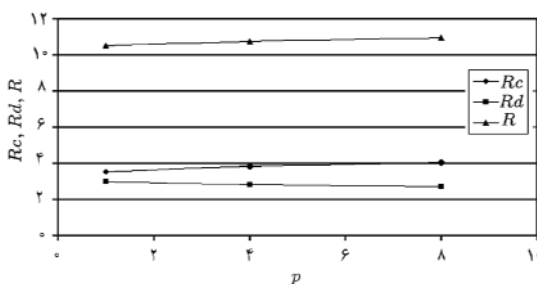
R	R _D	R _C	L	m	n
۱۲,۲۹	۱,۴۱	۸,۷۲	۵	۱	۲
۱۱,۴۶	۱,۷۴	۶,۵۹	۵	۱	۴
۱۱,۰۱	۲,۲۵	۴,۹۰	۵	۱	۶
۱۰,۹۷	۲,۷۲	۴,۰۳	۵	۱	۸
۱۰,۳۶	۳,۲۰	۳,۲۴	۵	۱	۱۰
۹,۲۴	۲,۷۹	۳,۳۱	۵	۱	۱۲
۷,۲۱	۱,۴۹	۴,۸۴	۵	۱	۱۵



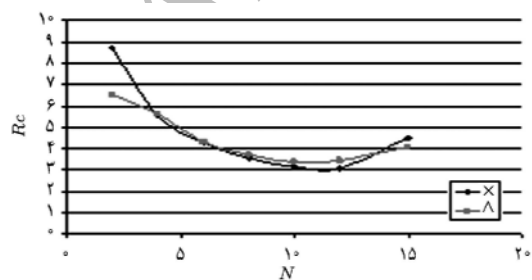
نمودار ۴. بررسی ضرایب R_c, R_d, R با تغییرات درصد گیرداری تیر به ستون مهاربندی ضربدری قاب ۸ طبقه با دهانه ۵ متر $\varphi = 1$. $e_2 = 5\%, C = 8\%$.



نمودار ۵. بررسی ضرایب R_c, R_d, R با تغییرات درصد سخت‌شدگی کرنش مهاربندی ضربدری قاب ۸ طبقه با دهانه ۵ متر $\varphi = 1$. $C = 8\%, b = 20\%$.



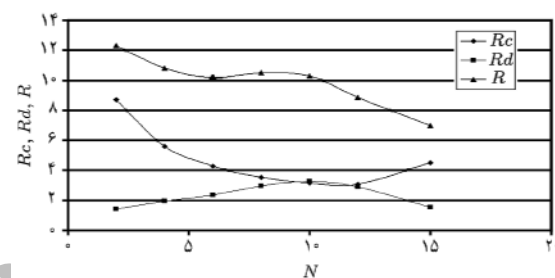
نمودار ۶. بررسی ضرایب R_c, R_d, R با تغییرات تعویض مقطع در ارتفاع مهاربندی ضربدری قاب ۸ طبقه با دهانه ۵ متر $\varphi = 20\%, C = 8\%$. $e_2 = 5\%$.



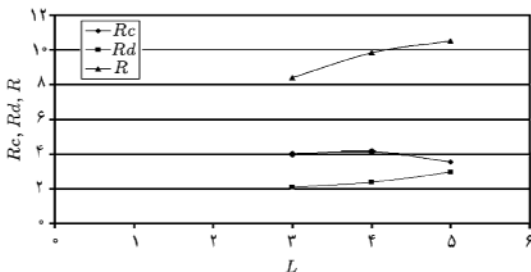
نمودار ۷. بررسی ضرایب R_c با تغییرات تعداد طبقات برای مهاربندی ضربدری و شکل ۸ $\varphi = 1, b = 20\%, C = 8\%, e_2 = 5\%$.

در موارد اضافه کردن این محدودیت جابه‌جایی، علاوه بر افزایش ضریب R ، ضرایب R_C و R_D نیز افزایش می‌یابند.

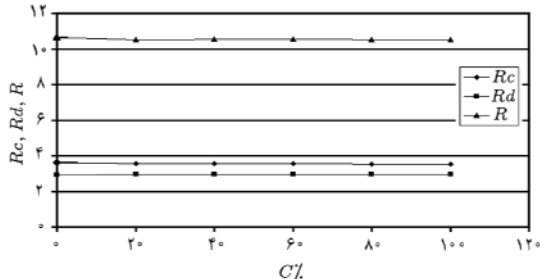
۸.۶. مقایسه‌ی مهاربندی‌های ضربدری با شکل Λ در سازه‌های بیشتر از ۶ طبقه، قاب‌ها با مهاربندی شکل ضریب رفتاری بزرگ‌تر از ضرایب رفتار قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی ضربدری دارد. در قاب‌های ۴ و ۶ طبقه، ضریب R تقریباً تغییری نکرده ولی در قاب ۲ طبقه، قاب مهاربندی‌شده‌ی ضربدری، ضریب رفتار بزرگ‌تری دارد. ضریب R_D در قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی ضربدری بیشتر از مهاربندی شکل Λ است. این نتیجه برای قاب ۱۵ طبقه متفاوت است. نتایج به‌دست آمده در نمودارهای (۱ الی ۹) خلاصه شده است.



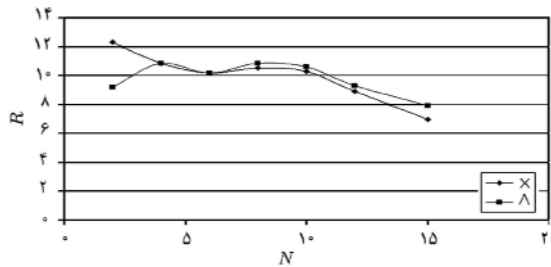
نمودار ۸. بررسی ضرایب R_c, R_d, R با تغییرات تعداد طبقات مهاربندی ضربدری.



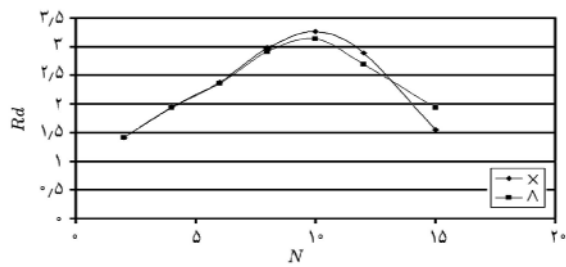
نمودار ۹. بررسی ضرایب R_c, R_d, R با تغییرات عرض دهانه مهاربندی ضربدری قاب ۸ طبقه $\varphi = 1, b = 20\%, C = 8\%, e_2 = 5\%$.



نمودار ۱۰. بررسی ضرایب R_c, R_d, R با تغییرات درصد گیرداری پای ستون مهاربندی ضربدری قاب ۸ طبقه با دهانه ۵ متر $\varphi = 1, b = 20\%, e_2 = 5\%$.



نمودار ۹. بررسی ضریب R با تغییرات تعداد طبقات برای مهاربندی ضریبری و شکل ۸، $p = 1$ ، $b = 2\%$ ، $C = 8\%$ ، $e_2 = 5\%$.



نمودار ۸. بررسی ضریب Rd با تغییرات تعداد طبقات برای مهاربندی ضریبری و شکل ۸، $p = 1$ ، $b = 2\%$ ، $C = 8\%$ ، $e_2 = 5\%$.

با توجه به سطوح عملکرد سازه و نتایج به دست آمده به نظر می‌رسد که فاصله‌ی کمیته‌ی دو سازه از یکدیگر — که در آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی 28° ایران (۱۳۷۶) ۱٪ ارتفاع سازه در نظر گرفته شده است — کم باشد و ممکن است باعث برخورد دو سازه به یکدیگر شود.

شایان ذکر است که روش‌های متفاوتی برای محاسبه‌ی ضریب رفتار وجود دارد که می‌تواند نتایج نسبتاً متفاوتی داشته باشد. نتایج تحلیل تاریخچه‌ی زمانی زلزله نیز می‌تواند تغییراتی در این ضریب ایجاد کند، ولی آنچه واضح است پراکندگی مقدار ضریب رفتار با توجه به پارامترهای مختلف سازه است.

نتیجه‌گیری

با نتایج به دست آمده مشاهده می‌شود که ضریب رفتار سازه‌های کم‌تر از ۱۵ طبقه در بیشتر موارد از ضرایب ذکر شده در آیین‌نامه‌ها بیشتر است (به خصوص در آیین‌نامه‌ی ایران که این ضریب معادل ۶ در نظر گرفته شده است).

نتیجه‌ی دیگر این است که استفاده از یک ضریب ثابت (عدد ۶) برای کلیه‌ی سازه‌های مهاربندی‌شده‌ی هم‌محور فولادی (با قاب ساده) کار درستی نیست و در بیشتر موارد سازه غیراقتصادی و در اندکی موارد نیز ممکن است ضریب اطمینان خوبی در برابر رفتار زلزله نداشته باشد.

منابع

۱. سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی. «دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های موجود»، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله، (خرداد ۱۳۸۱).
۲. سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی. «تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های موجود»، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله، (مهر ۱۳۸۱).
3. Freeman, S. A., "On The correlation of code force to earthquake demands", Proc. Of The 4th U. S. – Japan Workshop on Improvement

of Building Structural Design and Construction Practices, ATC 15-3 (1990).

4. Lee. D. G., Song. J. K and Yun. C. B., "Estimation of System – Level Ductility Demands for Multi Story Structures", *J. of Engineering Structures*, **19**, (12), pp. 1025-1033 (1997).
۵. غفوری، مهدی. «محاسبه ضریب رفتار سازه‌های مهاربندی‌شده هم‌محور فولادی»، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، دانشکده فنی، دانشگاه تهران، (شهریور ۱۳۸۲).