

بررسی پارامتری ظرفیت جانبی و محاسبه ضریب رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی سرد نورد شده با مهاربند تسمه قطری

مهران زینلیان^{۱*}، حسین تاجمیر ریاحی^۱، مهران عباسی سورشجانی^۲

اطلاعات مقاله	چکیده
دریافت مقاله: ۱۳۹۳/۰۸/۲۲	در این مطالعه به بررسی ظرفیت جانبی و ضریب رفتار لرزه‌ای قاب‌های سبک سرد نورد شده فولادی با مهاربند تسمه قطری و مقایسه آنها با مقادیر آیین نامه‌ای پرداخته شده است. پارامترهایی که اثر آنها بر رفتار مهاربند مورد بررسی قرار گرفته شامل سطح مقطع تسمه، نسبت عرض به ارتفاع قاب و فاصله بین ستونچه‌ها است. در این مطالعه اثرات هم‌زمان رفتار غیرخطی فولاد، وجود تغییر شکل‌های اولیه در مقاطع سرد نورد شده و تنش‌های پسماند ناشی از نورد سرد نیز در نظر گرفته شده‌اند. مقاومت و تغییرمکان جانبی قاب‌های مورد نظر با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ANSYS تعیین شده‌اند. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که افزایش سطح مقطع تسمه‌ها و نسبت عرض به ارتفاع قاب باعث افزایش ظرفیت می‌شود. ولی تغییر فاصله بین ستونچه‌ها تاثیر زیادی بر ظرفیت ندارد. همچنین ضریب رفتار قاب‌های مطالعه شده در محدوده‌ی ۵/۳۱ و ۶/۳۹ محاسبه شده است. بنابراین نتایج حاکی از آن است که ضریب رفتار ارائه شده توسط آیین‌نامه‌ها تا حدودی محافظه کارانه است.
پذیرش مقاله: ۱۳۹۴/۱۲/۱۹	
واژگان کلیدی: سازه‌های فولادی سرد نورد شده، مهاربند تسمه قطری، ضریب رفتار لرزه‌ای، تنش‌های پسماند، مقاومت جانبی.	

۱- مقدمه

در مورد سازه‌های سرد نورد شده فولادی هستند. در این سازه‌ها ستون‌هایی با ضخامت کم و جدار نازک، جایگزین اعضای با وزن بالا و ضخامت زیاد می‌شوند و پانل‌های برشی به عنوان سیستم باربر جانبی ایفای نقش می‌کنند. امروزه پانل‌های برشی به شکل‌های گوناگون در قالب دیوار برشی فولادی با پوشش گچ برگ^۲ یا تخته سیمانی^۳، دیوار برشی

سازه‌های فولادی سرد نورد شده^۱ در طول سال‌های اخیر به شکل گسترده در تولید صنعتی انواع ساختمان‌های اداری، تجاری و مسکونی به کار می‌روند. با این وجود، به دلیل سابقه کمتر استفاده از این سازه‌ها، هنوز آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های اجرایی، فاقد اطلاعات کامل و ضروری

* پست الکترونیک نویسنده مسئول: m.zeynalian@eng.ui.ac.ir

۱. استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه اصفهان

۲. دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه اصفهان

^۱ Cold formed steel (CFS)

^۲ Gypsum board

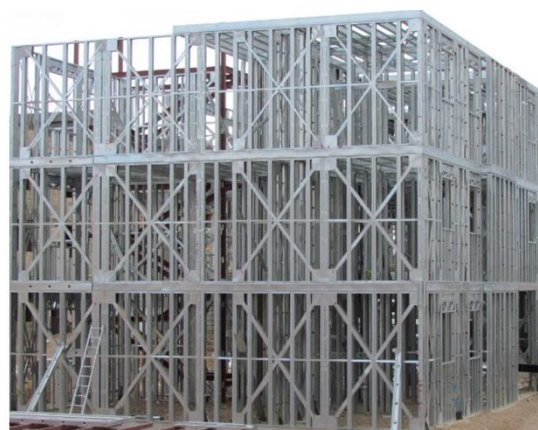
^۳ Cement board

در هنگام زلزله لازم است، کمتر می‌باشد. نسبت این کاهش مقاومت از حالت خطی سازه به حالت غیرخطی واقعی آن با ضریب R نمایش داده می‌شود [۱].

یکی از مراکز پیشرو تحقیقاتی در زمینه سازه‌های سرد نورد شده موسسه فولاد و آهن آمریکا^۲ AISI است. تاکنون مجموعه استانداردهای مختلفی را در زمینه سازه‌های LSF^۳ تدوین و منتشر نموده است. از جمله این استانداردها، استاندارد طراحی جانبی [۲] است که برای سیستم‌های باربر جانبی مختلف از جمله: دیوار برشی با ورق فولادی نازک، دیوار برشی با سایر مصالح و بادبند ضربدری فولادی، به ترتیب مقادیر ضریب رفتار ۶، ۲ و ۴ را ارائه نموده است.^۴ NEHRP از جمله دیگر سازمان‌های تحقیقاتی کشور آمریکا است که آیین‌نامه‌های مختلفی از جمله FEMA 450 [۳] را در زمینه طراحی لرزه‌ای سازه‌ها از جمله سازه‌های LSF منتشر نموده است. این آیین‌نامه نیز ضریب R را برای سازه‌های سرد نورد شده با سیستم‌های باربر جانبی دیوار برشی فولادی و بادبند ضربدری به ترتیب ۶/۵ و ۴ و در سایر موارد ۳ ارائه نموده است. آیین‌نامه کشور استرالیا AS/NZS4600 [۴] یکی دیگر از آیین‌نامه‌های پیشرو در زمینه طراحی سازه‌های سرد نورد شده است. در این آیین‌نامه برای طراحی سازه‌های LSF در برابر زلزله ضریب رفتار ۲ پیشنهاد شده است. این آیین‌نامه استفاده از ضرایب بالاتر را منوط به انجام مطالعات دقیق جداگانه برای سازه‌های مختلف نموده است. آیین‌نامه طراحی و اجرای سازه‌های فولادی سرد نورد شده ایران نیز برای قاب‌های فولادی سرد نورد شده با مهاربند تسمه قطری ضریب رفتار ۴ را پیشنهاد داده است [۵].

علاوه بر آیین‌نامه‌های طراحی، محققین زیادی مطالعات و پژوهش‌هایی را پیرامون ضریب رفتار لرزه‌ای سازه‌های LSF انجام داده‌اند. جد و همکاران [۶] مطالعات آزمایشگاهی را بر روی نمونه‌های با اندازه واقعی قاب های سرد نورد شده با مهاربند تسمه قطری بر روی میز لرزان تحت الگوهایی

فولادی با پوشش OSB^۱ دیوار برشی فولادی با پوشش ورق موج‌دار، دیوار برشی فولادی K شکل، دیوار برشی فولادی زانویی و گونه متداول آن یعنی دیوار برشی فولادی با تسمه‌های مورب مورد استفاده قرار می‌گیرند. تسمه‌ها، اعضای مقاوم جانبی اصلی در سیستم مهاربندی تسمه قطری هستند که تنها در کشش کار می‌کنند (شکل ۱).



شکل ۱- ساختمان فولادی سرد نورد شده با مهاربند تسمه قطری

اگر چه آزمایش‌های بارگذاری چرخه‌ای و یکنواخت محدودی بر روی پانل‌های برشی توسط محققان مختلف انجام شده است، ولی همواره استفاده از این سازه‌ها به دلیل عدم وجود مطالعات و اطلاعات کافی در مورد رفتار لرزه‌ای در مناطق زلزله خیز و همچنین در نظر نگرفتن برخی از پارامترهای مهم سازه‌ای از جمله تغییرشکل‌های اولیه و تنش‌های پسماند، با چالش‌های زیادی روبرو بوده است. از جمله موارد حائز اهمیت در مورد طراحی انواع سازه‌ها در مقابل زلزله که به‌طور مستقیم بر طراحی تمام اجزای سازه‌ای ساختمان از جمله اعضای باربر و اتصالات نقش موثری ایفا می‌کند، مقدار ضریب رفتار سازه (R) می‌باشد. مفهوم ضریب رفتار بر این اساس است که سازه‌هایی که به صورت اصولی طراحی و اجرا شده‌اند دارای رفتار انعطاف پذیر بوده و قادر به تحمل تغییرشکل‌های بالا قبل از گسیختگی نهایی هستند. به عبارت دیگر، مقاومت لرزه‌ای که از آیین‌نامه‌های طراحی بدست می‌آیند عمدتاً از مقاومتی که برای حفظ سازه در محدوده خطی الاستیک

³ Light weight Steel Frame

⁴ National Earthquake Hazards Reduction Program

¹ Oriented strand board

² American Iron and Steel Institute

استفاده شده است. در ابتدا بر روی یک قاب فولادی استاندارد با ابعاد 2400×2400 میلی‌متر با مهاربند تسمه قطری تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شد و نتایج حاصل از تحلیل اجزاء محدود با نتایج آزمایشگاهی که توسط زینلیان و رونق انجام گرفته بود صحت سنجی شده است. سپس به بررسی پارامتری قاب که شامل فاصله بین ستونچه‌ها، نسبت عرض به ارتفاع قاب و سطح مقطع مهاربند تسمه‌ای می‌باشد، پرداخته شده است. در این مطالعه اثرات همزمان غیرخطی بودن فولاد، وجود تغییر شکل‌های اولیه مقاطع سرد نورد شده و تنش‌های پسماند ناشی از نورد سرد نیز در نظر گرفته شده‌اند.

۲- ضریب رفتار

به‌طور کلی ضریب رفتار سازه از دو جزء اصلی شامل ضریب کاهش شکل پذیری (R_d) و مقاومت افزون (Ω) به شرح زیر تشکیل می‌شود [۳]:

$$R = R_d \times \Omega \quad (1)$$

با توجه به شکل ۲ ضریب کاهش شکل پذیری و مقاومت افزون به‌صورت زیر تعریف می‌گردند:

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \quad \text{و} \quad R_d = \frac{V_e}{V_y} \quad (2)$$

بنابراین ضریب رفتار از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$R = R_d \times \Omega = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = \frac{V_e}{V_s} \quad (3)$$

در روابط فوق V_e ، V_y و V_s به ترتیب مقاومت الاستیک، مقاومت تسلیم ایده‌آل و مقاومت نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه هستند [۱]. در شکل ۲، رفتار واقعی سازه، رفتار ایده‌آل دوخطی و رفتار خطی الاستیک نشان داده شده‌اند. برای تعیین منحنی رفتار دوخطی ایده‌آل از روشی که FEMA 356 [۱۲] پیشنهاد کرده، استفاده شده است. در این روش منحنی ایده‌آل از دو خط تشکیل شده و به گونه‌ای ترسیم می‌گردد که سطح زیر منحنی ایده‌آل و منحنی رفتار واقعی سازه برابر گردند. خط اول از نقطه

بارگذاری مختلف انجام دادند. ایشان مقادیر محاسبه شده برای ضریب رفتار لرزه‌ای این قاب‌ها را بین $2/3$ و $17/5$ معرفی نمودند که البته خود نسبت به غیر کاربردی بودن آن تاکید داشته و نیاز به تحقیقات بیشتر را ضروری دانستند. الخرات و همکاران [۷] رفتار لرزه‌ای قاب‌های سرد نورد شده را در برابر زلزله با انجام آزمایش بر روی ۱۶ نمونه واقعی با استفاده از مهاربندی‌های تسمه قطری مورد بررسی قرار دادند. ایشان ترکیبات مختلف سیستم مورد نظر، با اتصالات جوشی را در قالب سه گروه سبک، متوسط و سنگین مورد آزمایش قرار دادند. پارامتر اصلی متغیر بین نمونه‌ها سطح مقطع مهاربندهای فولادی بود. در نهایت ایشان ضریب رفتار لرزه‌ای ۳ را برای این قاب‌ها اعلام نمودند.

زینلیان و رونق [۱۰-۸] تحقیقات آزمایشگاهی و عددی را بر روی قاب‌های LSF با سیستم‌های مهاربندی گوناگون انجام دادند. نتایج مطالعه تجربی بر روی ۴ قاب دیوار برشی دارای مهاربند تسمه قطری، ضریب رفتار بین $4/75$ و $5/34$ و نیز ۱۲ نمونه قاب فولادی با مهاربند K شکل ضریب رفتار بین $3/3$ و $4/3$ را نشان می‌دهد. همچنین آنان تحقیقات عددی را بر روی ۱۶ نمونه قاب با مهاربند تسمه قطری با ابعاد $2/4 \times 2/4$ متر انجام دادند که ضریب رفتار بین $4/55$ و $6/12$ را محاسبه نمودند.

مطالبی که ذکر شد نشان می‌دهد که اختلافاتی بین آیین‌نامه‌های مختلف و محققین در ارتباط با مقادیر ضریب رفتار ارائه شده برای سازه‌های LSF وجود دارد. بنابراین لازم است در این مورد تحقیقات بیشتری انجام گیرد. به همین منظور در این مطالعه، بررسی عددی بر روی قاب‌های فولادی سرد نورد شده با مهاربند تسمه قطری ارائه شده است. ابتدا به بررسی پارامتری ظرفیت جانبی قاب‌های LSF با مهاربند تسمه قطری پرداخته شده است. سپس برای قاب‌های مورد نظر، ضریب رفتار لرزه‌ای محاسبه شده و در نهایت نتایج به دست آمده با مقادیر آیین‌نامه‌ای مقایسه شده است. به منظور شبیه‌سازی هندسی و رفتار غیرخطی مواد از نرم افزار اجزاء محدود ANSYS [۱۱]

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

$$R_d = 1 \quad T < 0.03 \text{ sec} \quad (5)$$

$$R_d = \sqrt{2\mu - 1} \quad 0.1 < T < 0.5 \text{ sec} \quad (6)$$

$$R_d = \mu \quad T > 0.5 \text{ sec} \quad (7)$$

در روابط فوق μ ، Δ_{\max} ، Δ_y و T به ترتیب شکل پذیری، تغییرمکان حداکثر، تغییرمکان تسلیم و زمان تناوب سازه هستند. بنابراین برای تعیین ضریب R_d می‌توان از طریق هندسی و با استفاده از منحنی شکل ۲ و یا مستقیماً از روش نیومارک استفاده نمود که در این مطالعه از روش نیومارک استفاده شده است.

۲-۲- ضریب مقاومت افزون (Ω)

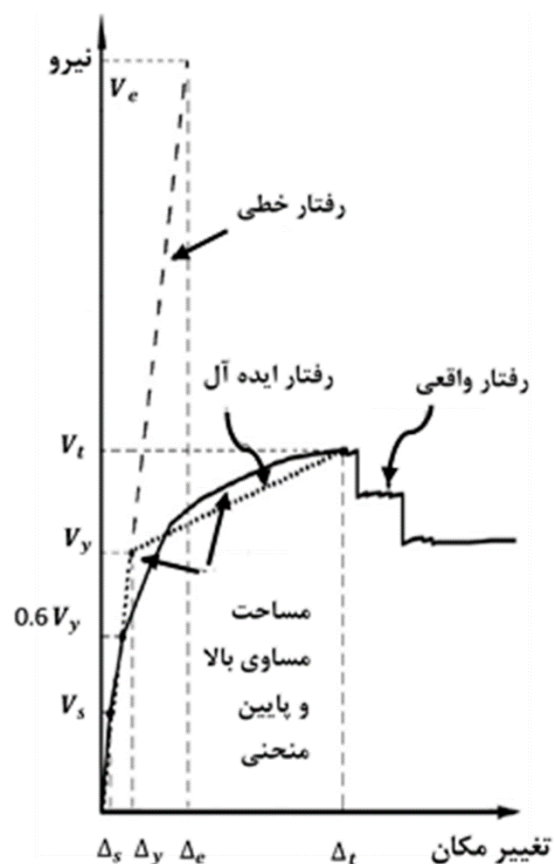
ضریب مقاومت افزون در برگیرنده ظرفیت‌های سازه‌ای، فرای ظرفیت اسمی سازه می‌باشد. به‌طور کلی Ω نتیجه موارد زیر است:

- درجه نامعینی سازه که بیانگر قابلیت سازه برای بازتوزیع تلاش‌های حاصله در اعضای مختلف آن است.
- استفاده از مصالح با مقاومت بالاتر از آنچه در طراحی در نظر گرفته شده است.
- استفاده از ضرایب کاهش مقاومت و بار در طراحی اثرات سختی کرنش
- استفاده از اعضای با اندازه بزرگتر از آنچه در طرح پیش بینی شده است.
- کنترل‌های ثانویه تغییرمکان‌های بهره‌برداری
- اثر وجود المان‌های غیر سازه‌ای

۲-۳- محاسبه ضریب رفتار لرزه‌ای

با توجه به موارد اشاره شده در بخش‌های قبل، ضریب رفتار قاب‌های تحلیل شده با استفاده از منحنی‌های پاسخ غیرخطی نیرو-تغییرمکان که حاصل مطالعات عددی می‌باشد، محاسبه می‌گردد. برای تعیین ضریب رفتار به‌صورت زیر عمل می‌گردد:

(۰ و ۰) و نقطه روی منحنی واقعی با مقاومت $0.6F_y$ عبور می‌کند و خط دوم نیز انتهای خط اول را به نقطه تغییرمکان هدف Δ_t متصل می‌کند.



شکل ۲- پاسخ کلی سازه بر اساس استاندارد FEMA [۱۲]

۲-۱- ضریب کاهش شکل پذیری (R_d)

ظرفیت تغییرشکل غیر ارتجاعی سازه‌ها به کمک ضریب شکل پذیری بیان می‌گردد. بدین ترتیب ضریب رفتار سازه مستقیماً به ضریب شکل پذیری آن بستگی دارد. به‌طور کلی ضریب کاهش شکل پذیری سازه به خواص سازه‌ای از جمله شکل پذیری، استهلاک، پیوند طبیعی سازه و جنس بستر زمین بستگی دارد. برخی از محققین از جمله نیومارک و هال [۱۳]، میراندا و برترو [۱۴] روابط ویژه‌ای را برای تعیین R_d توسعه داده‌اند. به عنوان مثال نیومارک و هال روابط ۴ تا ۷ را که به‌طور گسترده‌ای توسط محققین مختلف مورد استفاده قرار گرفته است برای ضریب کاهش شکل پذیری پیشنهاد نموده‌اند.

² Miranda and Bertero

¹ Newmark and Hall

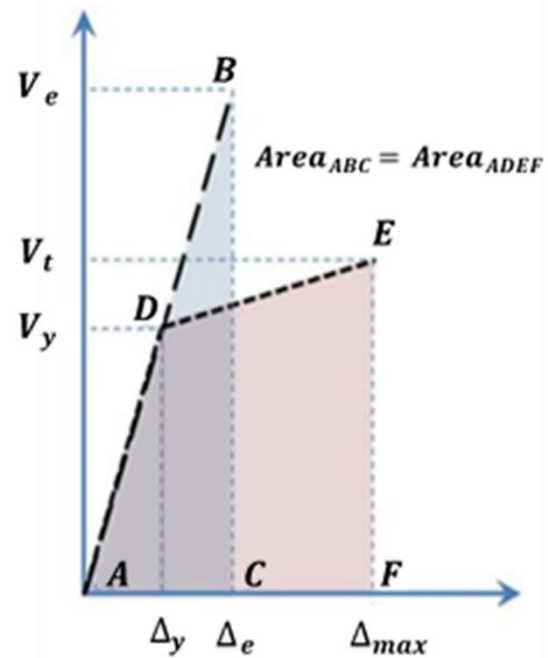
پسماند و نقص‌های هندسی اولیه بررسی شد. در این مطالعه از المان چهار گره‌ای SHELL181 با شش درجه آزادی در هر گره که در نرم افزار ANSYS برای مقاطع نازک و پوسته‌ای موجود است، استفاده شده است. این المان برای تحلیل‌های غیرخطی با تغییرشکل‌های بزرگ مناسب می‌باشد و امکان در نظر گرفتن مشخصات ساختاری مانند نقص‌های هندسی اولیه، تنش‌های پسماند و مواد غیرخطی را می‌دهد. به منظور بررسی ظرفیت فشاری و همچنین برای مدل‌سازی قاب‌های مورد نظر از ستونچه با مقطع ناودانی (C شکل) به ابعاد $۹۰ \times ۳۶ \times ۰/۵۵$ میلی‌متر استفاده شده است (شکل ۴). مشخصات مکانیکی ستونچه در جدول ۱ آورده شده است. شکل‌های ۵، ۶ و ۷ به ترتیب منحنی تنش کرنش فولاد قبل از نورد سرد و فولاد سرد نورد شده در جهت طولی و عرضی را نشان می‌دهند.

جدول ۱- مشخصات مکانیکی ستونچه [۸]

مقدار	مشخصه
۵۵۰ مگاپاسکال	مقاومت اسمی
۰/۵۵ میلی‌متر	ضخامت اسمی
۲۰۰ گیگاپاسکال	مدول الاستیسیته
۶۷۰ مگاپاسکال	تنش تسلیم F_y
۰/۵ درصد	کرنش تسلیم
۷۰۰ مگاپاسکال	تنش نهایی F_u
۴ درصد	کرنش نهایی
۱/۰۴	$\frac{F_u}{F_y}$

منحنی تنش کرنش فولاد قبل از عملیات نورد سرد از کاتالوگ کارخانه [۱۶ و ۱۷] و منحنی تنش کرنش فولاد سرد نورد شده از آزمایش‌های کششی فولاد^۱ [۱۸ و ۱۹] استخراج شده است. قابل ذکر است که با توجه به منحنی‌های فوق، اگرچه فولاد سرد نورد شده به عنوان یک ماده ارتوتروپیک در نظر گرفته شده، ولی با توجه به جدول ۲ که بیانگر محدود ماندن کرنش عرضی ستونچه (ϵ_y) در محدوده خطی می‌باشد و از آنجا که بخش خطی منحنی تنش-کرنش طولی (ϵ_z) با بخش خطی منحنی تنش

- در ابتدا منحنی ایده‌آل دوخطی بر اساس استاندارد FEMA 356 و با توجه به مطالب بیان شده در بخش ۲ بدست می‌آید.
- ضریب کاهش شکل پذیری R_h نیز با استفاده از رابطه ۲ محاسبه می‌گردد. لازم بذکر است V_y بر اساس منحنی دوخطی ایده‌آل و V_e نیز بر اساس شکل ۲ قابل محاسبه هستند. برای این منظور بر اساس استاندارد FEMA451 [۱۵] و همانطور که در شکل ۳ توضیح داده شده است، سطح زیر منحنی برای دو حالت دوخطی ایده‌آل و الاستیک مساوی قرار داده می‌شوند.
- با استفاده از مقادیر V_s ، V_y و همچنین رابطه ۲، ضریب مقاومت افزون Ω محاسبه می‌شود.



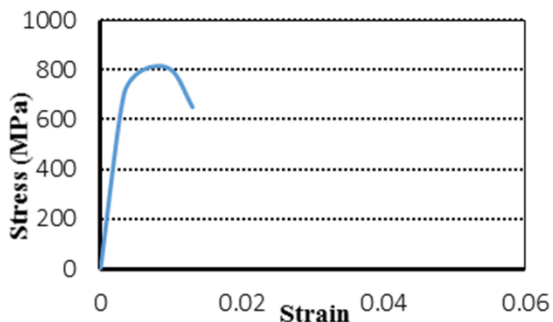
شکل ۳- تساوی مقادیر زیر منحنی (انرژی برابر) برای تعیین V_e [۱]

۳- مشخصات ستونچه فولادی سرد نورد شده

به منظور ایجاد مدل مناسب برای تحلیل عددی قاب فولادی سرد نورد شده ابتدا ظرفیت فشاری ستونچه تک با در نظر گرفتن محدوده غیرخطی فولاد، اثر تنش‌های

¹ Coupon test

شکل ۶- منحنی تنش- کرنش فولاد سرد نورد شده در جهت طولی [۸]



شکل ۷- منحنی تنش - کرنش فولاد سرد نورد شده در جهت عرضی [۸]

جدول ۲- حداکثر کرنش طولی و عرضی در ستونچه

کرنش تسلیم	حدکثر کرنش عرضی (ϵ_y)	حدکثر کرنش طولی (ϵ_z)
۰/۰۰۲۷۵	۰/۰۰۱۹	۰/۰۰۲۹

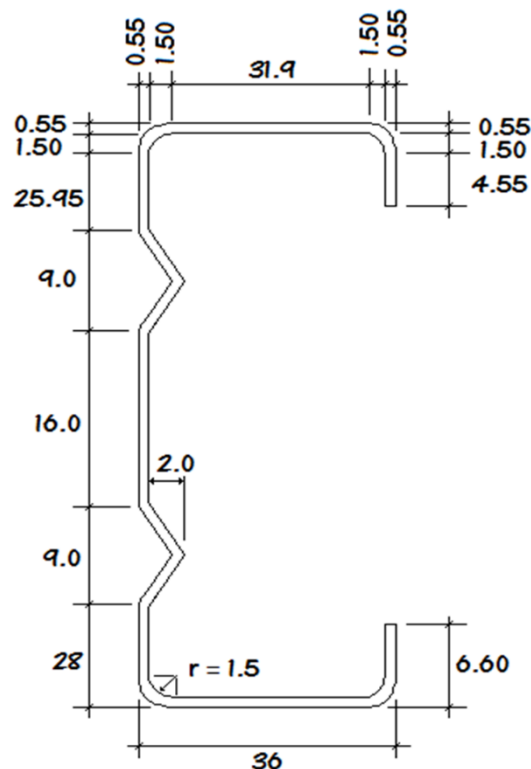
نقص‌های هندسی^۱ به انحراف اولیه اعضا از هندسه ایده‌آل اشاره دارد. نقص‌ها شامل قوس، تاب و موج برداشتن یک عضو می‌شود. در این مطالعه، اثر نقص بر اساس روش ارائه شده توسط شیفر^۲ [۲۰] مورد بررسی قرار گرفته است. در این روش همانطور که در شکل ۸ نشان داده شده، هر نقص کلی را به دو نوع اول و دوم تقسیم می‌کند. لازم به ذکر است که در این روش باید نسبت عرض به ضخامت برای نوع اول و دوم به ترتیب کمتر از ۲۰۰ و ۱۰۰ باشد و ضخامت نیز کمتر از ۳ میلی‌متر باشد. با استفاده از رابطه‌های ۸ و ۹ مقادیر d_1 و d_2 بدست می‌آیند.

$$d_1 \approx \max \{ 0.006w \text{ \& } 6te^{-2t} \} \quad (۸)$$

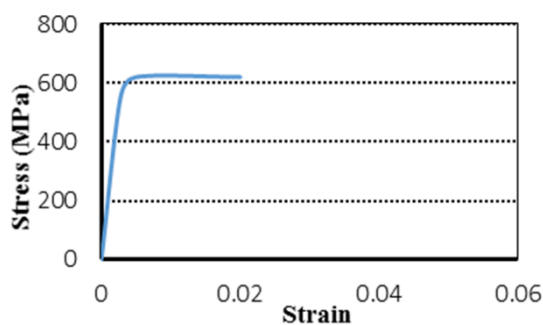
$$d_2 \approx t \quad (۹)$$

در روابط فوق t ضخامت ستونچه است، بنابراین برای این ستونچه مقادیر d_1 و d_2 به ترتیب ۱/۱ و ۰/۵۵ میلی‌متر محاسبه می‌شوند. خاطر نشان می‌سازد به منظور در نظر گرفتن نقص‌های هندسی مقطع، شکل مود اول کمانش که بر اساس مقادیر d_1 و d_2 مقیاس می‌شود، به ستونچه اعمال می‌شود. برای این منظور، نرم افزار ANSYS از اولین شکل

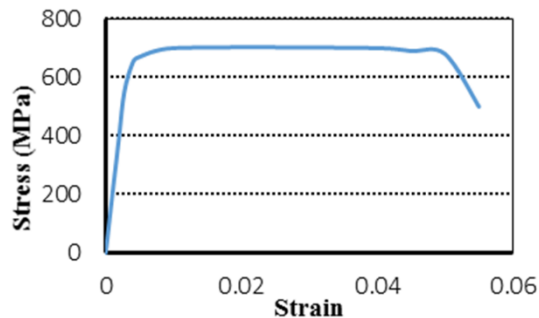
کرنش عرضی (ϵ_y) یکسان هستند، بنابراین در نظر گرفتن تنها منحنی طولی در تجزیه و تحلیل کافی می‌باشد.



شکل ۴- مشخصات مقطع ستونچه (۵۵/۳۶ × ۹۰ میلی‌متر) [۸]

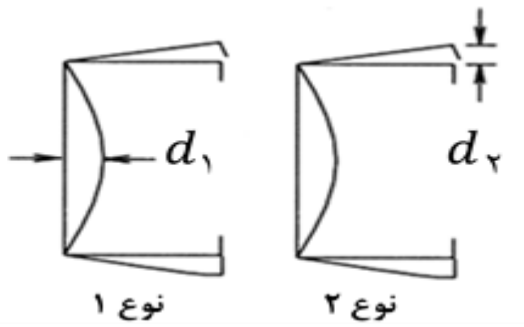


شکل ۵- منحنی تنش-کرنش فولاد قبل از عملیات نورد سرد [۸]



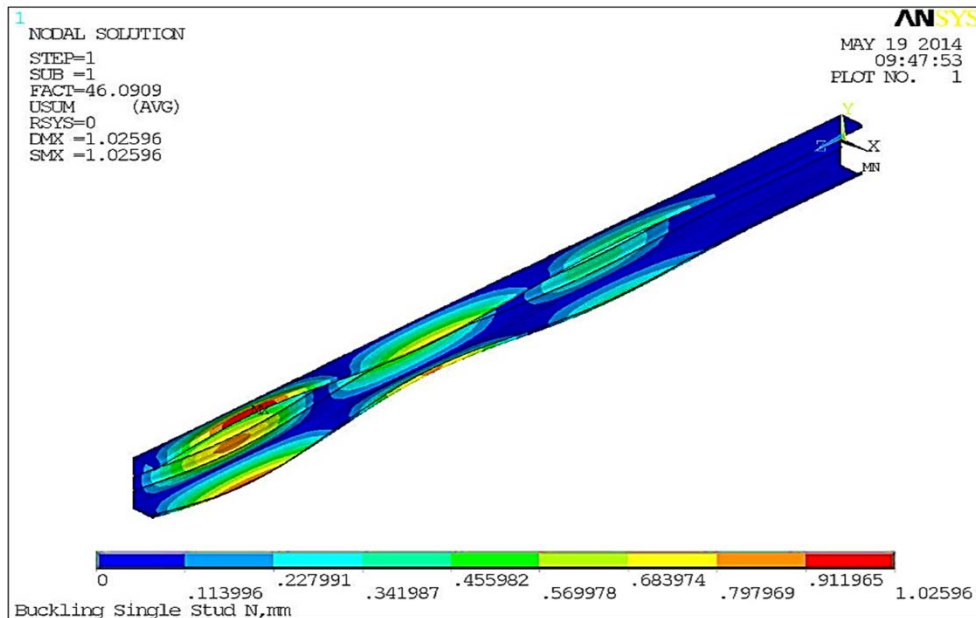
² Schafer

¹ Imperfection Geometric

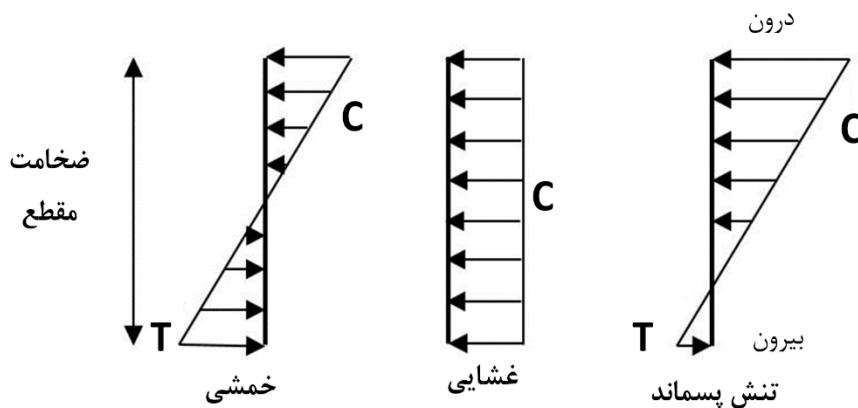


شکل ۸- نقص‌های هندسی

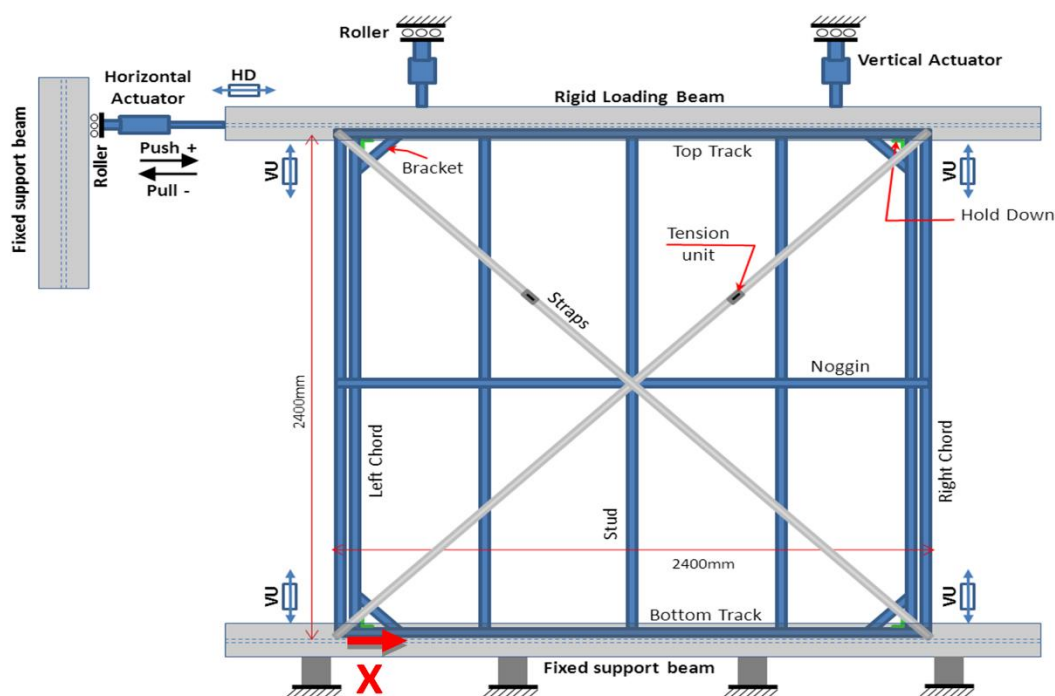
مد کمانش الاستیک استفاده می‌کند، سپس با یک ضریب مقیاس آن را تغییر می‌دهد. به دلیل اینکه اولین مود حالتی است که بیشترین مشارکت را در تغییر شکل نهایی ستونچه دارد، از اولین مود کمانش ستونچه استفاده می‌شود [۸]. به عنوان مثال برای ستونچه با مشخصات مقطع ذکر شده، ضریب مقیاس به صورت $1/1 \div 1/0.25 = 1/0.73$ محاسبه می‌شود که $1/1$ از معادله ۸ و $1/0.25$ از تحلیل بار کمانش بدست می‌آید. مود اول کمانش برای این ستونچه در شکل ۹ نشان داده شده است.



شکل ۹- مود اول کمانش برای ستونچه



شکل ۱۰- تنش پسماند خمشی و غشایی [۸]



شکل ۱۱- نمونه آزمایشگاهی زینلیان و رونق - شماتیک [۹]

شده است که پارامتر X همانطور که در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود فاصله از گوشه‌ی قاب می‌باشد. خاطر نشان می‌سازد برای اتصال مهاربندهای قطری به قاب از تعداد کافی پیچ استفاده شده است به گونه‌ای که مود شکست غالب در این قاب‌ها، تسلیم مهاربندهاست. همچنین اتصال ستونچه‌ها به یکدیگر، اتصال براکت‌ها و نگه دارنده‌ها به ستونچه‌ها به صورت پیچ یا پرچ بوده است که در مدل‌سازی در نرم افزار ANSYS از دستور Coupling استفاده شده است.

جدول ۳- مشخصات مکانیکی تسمه [۸]

مقدار	مشخصه
۲۵۰ مگاپاسکال	مقاومت اسمی
۳۰ × ۰/۸ میلی‌متر	ابعاد
۱۶۳ گیگاپاسکال	مدول الاستیسیته
۲۸۰ مگاپاسکال	تنش تسلیم F_y
۰/۵ درصد	کرنش تسلیم
۳۱۴ مگاپاسکال	تنش نهایی F_u

تحلیل غیرخطی بارافزون توسط نرم افزار ANSYS انجام شده است. لازم به ذکر است اگرچه تحلیل‌های دینامیکی تمام نواحی الاستیک تا غیرخطی و در نهایت فروپاشی سازه

۴- بررسی عددی رفتار جانبی قاب‌های سرد نورد شده فولادی

۴-۱- صحت سنجی

برای اطمینان از صحت مدل‌سازی‌های انجام گرفته در نرم افزار اجزاء محدود ANSYS، از نتایج آزمایشگاهی زینلیان و رونق [۹] استفاده شده است (شکل ۱۱). به همین منظور از قاب فولادی استاندارد استفاده شده است به طوری که طول تمام اعضا ۲۴۰۰ میلی‌متر ($w=h=2400$) و فاصله بین ستونچه‌ها ۶۰۰ میلی‌متر است. از چهار تسمه در طرفین قاب که با پیچ فقط به چهار گوشه‌ی بیرونی قاب مانند ضربدر متصل می‌شوند، استفاده شده است که هیچ اتصالی بین تسمه و ستونچه‌های میانی نیست. مشخصات تسمه مورد استفاده در جدول ۳ آورده شده است. در این سیستم از چهار نگه‌دارنده^۱ (شکل ۱۲) با ابعاد $۷۰ \times ۵۰ \times ۵۰$ میلی‌متر و ضخامت ۳ میلی‌متر و همچنین چهار براکت (شکل ۱۳) با مشخصات مکانیکی همانند ستونچه فولادی ذکر شده در بخش ۳ و $X=160$ میلی‌متر در گوشه‌های قاب استفاده

^۱ Hold down

تحقیق، به میزان قابل قبولی به نتایج تجربی نزدیک است. شکل ۱۷ تنش ون - میززا^۱ در قاب مورد نظر را نشان می‌دهد که شکست در تسمه‌ها اتفاق می‌افتد. با توجه به این که صحت مدل‌ها به اثبات رسید، به بررسی اثرات پارامترهای مختلف روی رفتار قاب، پرداخته می‌شود.



شکل ۱۲- نگه‌دارنده - محل اتصال عضو بالایی و عضو کناری



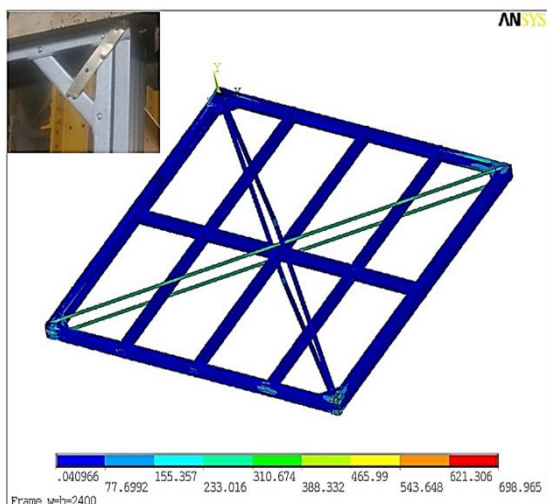
شکل ۱۳- براکت - محل اتصال عضو کناری و عضو پایینی

همچنین لازم بذکر است یکی از مهمترین دلایل تفاوت بین نتایج حاصل از روش‌های عددی با نتایج آزمایشگاهی، مسائل اجرایی و همچنین فرضیات در نظر گرفته شده در مدل‌سازی عددی می‌باشد. از جمله این تفاوت‌ها می‌توان به در نظر گرفتن یا نگرفتن پارامترهای مختلف بر روی این سازه‌ها مانند: نقص‌های هندسی اولیه، تنش‌های پسماند، نگه‌دارنده‌ها، براکت‌ها و غیره اشاره کرد.

را پوشش می‌دهند و در نهایت نتایجی واقعی‌تر از رفتار سازه نسبت به تحلیل استاتیکی ارائه می‌دهد ولی در این مقاله تحلیل استاتیکی غیر خطی بر اساس استاندارد ASTM E2126 [۲۱] و همچنین برای تعیین ضریب رفتار و مشخصات لرزه‌ای قاب‌های مورد نظر از آیین نامه FEMA450 [۳] استفاده شده است. این تحلیل به گونه‌ای است که بارگذاری جانبی طبق الگوی خاصی افزایش پیدا می‌کند. در این مطالعه بار به صورت افزایشنده به تیر بالایی از چپ به راست وارد شده است (شکل ۱۴). با افزایش بارگذاری اعضای ضعیف و مودهای شکست در قاب مشخص می‌شوند. مواد غیرخطی و اثر تنش‌های پسماند در این مدل‌سازی در نظر گرفته شده‌اند. همچنین برای در نظر گرفتن اثرات نقص‌های هندسی اولیه با توجه به مود اول کمانش ستونچه تک که در بخش ۲ بررسی شد، نیروهای کوچکی در مقاطع اعضای فشاری قاب قرار داده شده است. شکل ۱۴ مدل اجزاء محدود قاب در نرم افزار ANSYS را نشان می‌دهد. مقایسه منحنی نیرو-تغییرمکان تحلیل اجزاء محدود و نتایج مدل آزمایشگاهی به همراه مدل اجزاء محدود زینلیان و رونق در شکل ۱۵ آورده شده است. مشاهده می‌شود که منحنی تحلیل اجزاء محدود با نتایج زینلیان و رونق مطابقت دارد. شکل ۱۶ منحنی رفتار واقعی قاب مورد نظر در نرم افزار ANSYS و منحنی ایده‌آل دوخطی قاب را نشان می‌دهد. متذکر می‌شود بمنظور انجام صحت سنجی، مطابق آیین نامه FEMA 450 حداکثر تغییرمکان، ۲/۵ درصد ارتفاع قاب در نظر گرفته شده است که برای قاب با ارتفاع ۲۴۰۰ میلی‌متر حداکثر ۶۰ میلی‌متر محاسبه می‌شود [۱۰-۸]. در این صحت سنجی، مقدار مقاومت نهایی قاب و سطح زیر نمودار تا تغییر مکان ۶۰ میلیمتر بصورت کیفی (۲/۵ درصد ارتفاع تیر)، که بیانگر میزان انرژی مستهلک شده توسط سازه می‌باشد، در نظر گرفته شده است. با مقایسه مقادیر فوق در شکل ۱۵، مشاهده می‌شود پاسخ‌های عددی بدست آمده در این

¹ Von Mises Stress

رفتار قاب پرداخته شده است. به همین منظور در تحلیل‌های انجام شده با ثابت نگه‌داشتن کلیه شرایط، فاصله‌ی بین ستونچه‌ها از ۶۰۰ میلی‌متر به ۳۰۰، ۴۰۰، ۸۰۰ و ۱۲۰۰ میلی‌متر تغییر داده شده است (شکل ۱۸).

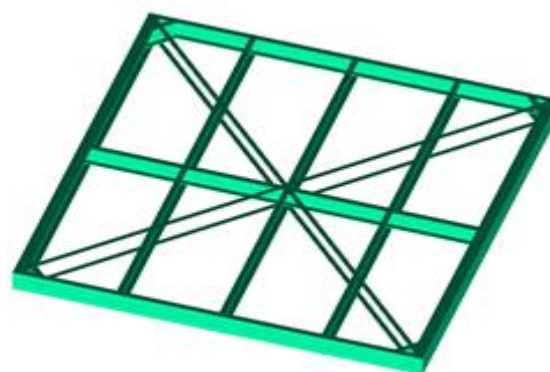


شکل ۱۷- تنش ون میز در قاب فولادی سرد نورد شده شکست در تسمه کششی

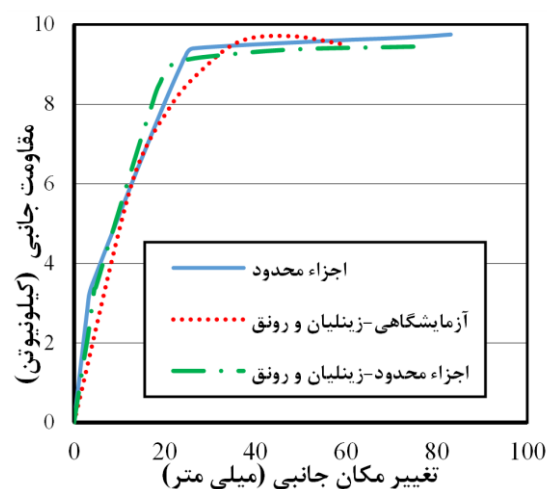
منحنی‌های نیرو-تغییر مکان برای این حالات در شکل ۱۹ نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که به دلیل آنکه در سیستم مهاربند تسمه قطری، تسمه‌ها نقش اصلی را در ظرفیت قاب ایفا می‌کنند، تغییر فاصله‌ی بین ستونچه‌ها تأثیر زیادی بر ظرفیت جانبی قاب نخواهد گذاشت. جدول ۴، شکل پذیری، ضریب کاهش شکل پذیری، ضریب مقاومت افزون و ضریب رفتار لرزه‌ای را برای قاب فولادی سرد نورد شده با تغییر فاصله بین ستونچه‌ها نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود تغییر فاصله بین ستونچه‌ها تأثیر چندانی بر ضریب رفتار قاب نخواهد گذاشت. همانطور که در بخش ۱ اشاره شد، ضریب رفتار ارائه شده توسط آیین‌نامه‌های AISI، FEMA450 و ایران، برای این سیستم مهاربندی ۴ می‌باشد، در صورتیکه مقادیر ضریب رفتار برای قاب‌های مورد مطالعه در این بخش بین ۶/۲۱ و ۶/۳۲ محاسبه شده است.

۴-۳- نسبت عرض به ارتفاع قاب ($\frac{w}{h}$)

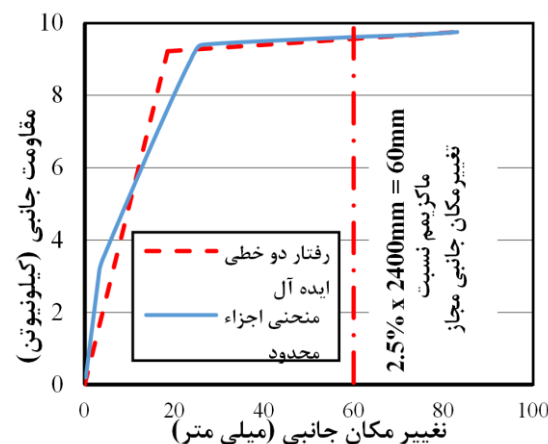
همانطور که در بخش ۴-۱ ذکر شد، در قاب‌های فولادی متعارف اندازه عرض و ارتفاع قاب، ۲۴۰۰ میلی‌متر می‌باشد



شکل ۱۴- مدل اجزا محدود قاب فولادی سرد نورد شده با مهاربند تسمه قطری



شکل ۱۵- صحت سنجی مدل اجزاء محدود با نتایج آزمایشگاهی و اجزاء محدود زینلیان و همکاران

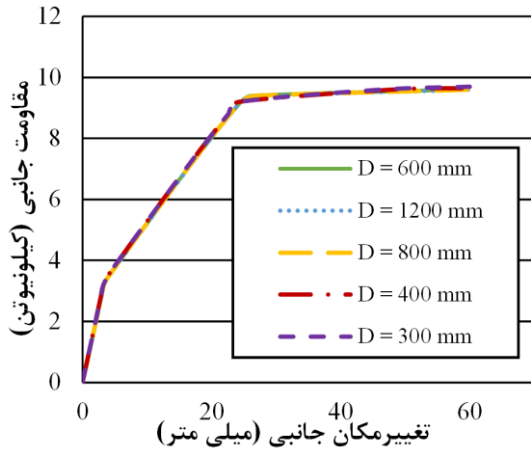


شکل ۱۶- منحنی نیرو - تغییر مکان رفتار واقعی و ایده‌آل دوخطی قاب فولادی سرد نورد شده

۴-۲- فاصله بین ستونچه‌ها

در قاب استاندارد با طول و عرض ۲۴۰۰ میلی‌متر، فاصله‌ی بین ستونچه‌ها ۶۰۰ میلی‌متر است. در این بخش به بررسی تأثیر فاصله‌ی بین ستونچه‌ها بر ظرفیت جانبی و ضریب

تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌ها نشان می‌دهد که با افزایش نسبت عرض به ارتفاع، ظرفیت جانبی قاب نیز افزایش پیدا خواهد کرد. منحنی نیرو تغییرمکان برای ۷ نمونه تحلیل شده در شکل ۲۱ نشان داده شده است. جدول ۵، مشخصات لرزه‌ای را برای قاب فولادی سرد نورد شده با نسبت ابعادی متفاوت نشان می‌دهد. در شکل ۲۲ نیز تغییرات ضریب رفتار آورده شده است.



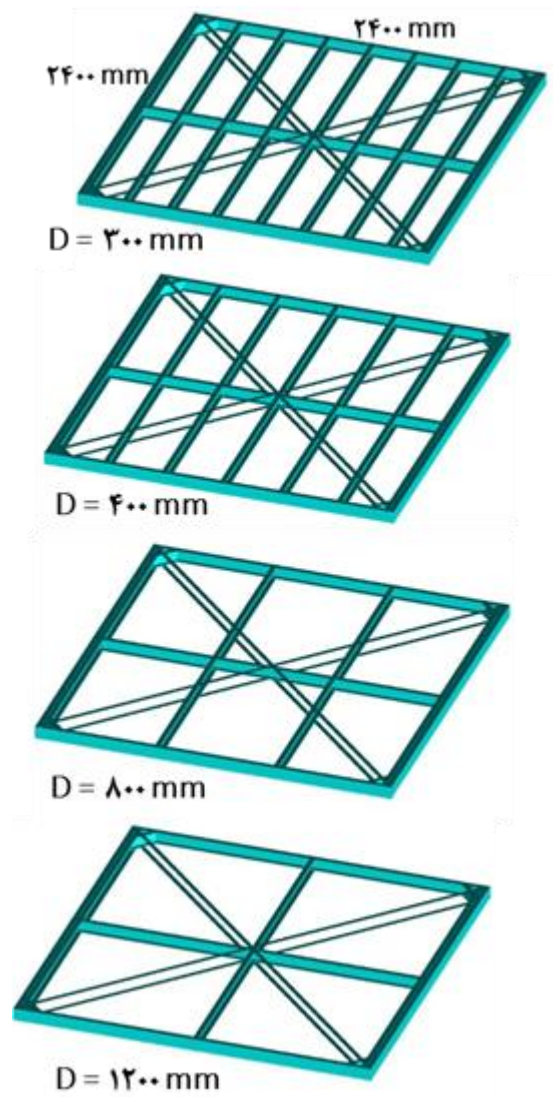
شکل ۱۹- منحنی نیرو تغییرمکان قاب - تغییر فاصله بین ستونچه‌ها

جدول ۴- مشخصات لرزه‌ای - تغییر فاصله بین ستونچه‌ها

فاصله ستونچه‌ها (میلی‌متر)	μ	R_d	Ω	R
۳۰۰	۳/۳۹	۲/۴۰	۲/۶۳	۶/۳۲
۴۰۰	۳/۳۹	۲/۴۰	۲/۶۱	۶/۲۷
۶۰۰	۳/۲۵	۲/۳۴	۲/۶۶	۶/۲۴
۸۰۰	۳/۲۵	۲/۳۵	۲/۶۵	۶/۲۲
۱۲۰۰	۳/۲۵	۲/۳۵	۲/۶۵	۶/۲۱
میانگین		۲/۳۷	۲/۶۴	۶/۲۵

همانطور که مشاهده می‌شود، تمامی مقادیر ضریب رفتار محاسبه شده برای نسبت عرض به ارتفاع متفاوت از ضریب رفتار ۴ که آیین نامه‌ها پیشنهاد داده‌اند بیشتر است. همچنین قاب با عرض و ارتفاع برابر ۲۴۰۰ میلی‌متر (قاب مربعی شکل) که زاویه تسمه‌ها با ستونچه‌های افقی و قائم برابر ۴۵ درجه باشد بیشترین ضریب رفتار را دارد. دلیل کاهش مجدد ضریب رفتار، تغییر مود گسیختگی قاب از کمزش ستونچه‌های کناری به تسلیم مهاربند قطری می‌باشد.

که در این قسمت نسبت عرض به ارتفاع قاب مورد بررسی قرار گرفته شده است. در قاب‌های مورد مطالعه، نسبت ابعادی ۰/۵، ۰/۷۵، ۱، ۱/۲۵، ۱/۵، ۱/۷۵ و ۲ در نظر گرفته شده است (شکل ۲۰). قابل ذکر است که برای تمام نمونه‌ها ارتفاع (h) ثابت و برابر ۲۴۰۰ میلی‌متر و فاصله‌ی بین ستونچه‌ها ۶۰۰ میلی‌متر است و همچنین نحوه قرارگیری نگه دارنده‌ها و براکت‌ها نیز یکسان است.



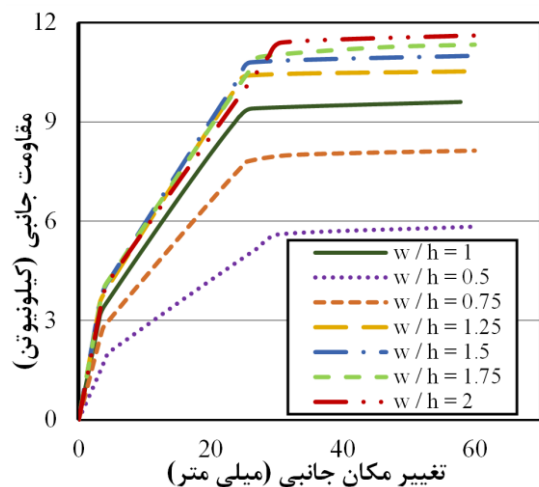
شکل ۱۸- مدل اجزا محدود - تغییر فاصله‌ی بین ستونچه‌ها

از آنجایی که در این سیستم مهاربندی، تسمه‌ها ظرفیت نهایی قاب را تعیین می‌کنند، زاویه قرارگیری تسمه‌ها بر ظرفیت قاب موثر خواهد بود. با تغییر نسبت $(\frac{w}{h})$ ، زاویه مهاربندها نسبت به افق نیز تغییر خواهد کرد. مقایسه نتایج

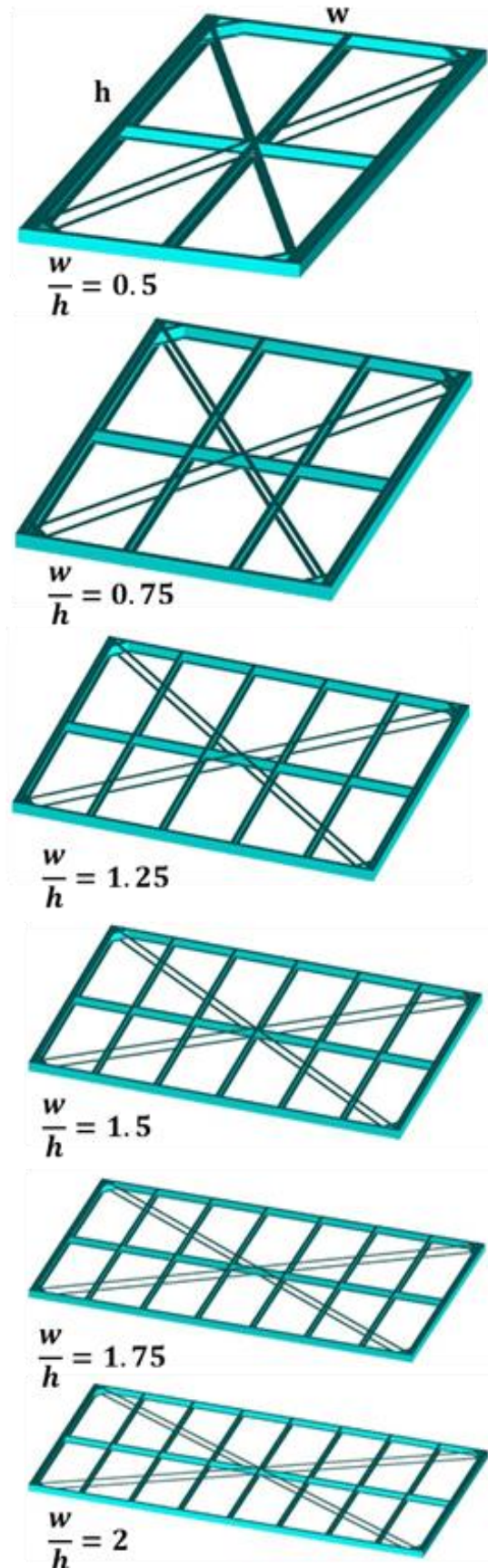
۴-۴- تاثیر سطح مقطع تسمه

در قاب‌های فولادی سرد نورد شده با سیستم مهاربندی تسمه قطری، تسمه‌ها تاثیر مستقیم بر ظرفیت نهایی قاب دارند. لذا در این بخش به بررسی تاثیر سطح مقطع تسمه‌ها بر ظرفیت جانبی و ضریب رفتار قاب پرداخته شده است. در جدول ۳ مشخصات استاندارد تسمه‌ها ذکر شد که از تسمه با ضخامت ۰/۸ و عرض ۳۰ میلی‌متر استفاده شده است. در این بخش در مدل‌سازی‌های انجام شده با ثابت نگاه‌داشتن تمام شرایط برای قاب با ابعاد ۲۴۰۰×۲۴۰۰ میلی‌متر سطح مقطع تسمه‌ها تغییر داده شده است. به همین منظور برای تسمه با عرض ثابت ۳۰ میلی‌متر، ضخامت تسمه ۰/۴، ۰/۶، ۰/۸، ۱ و ۱/۲ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

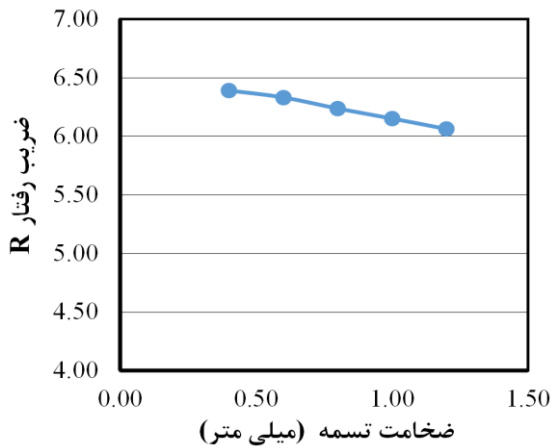
شکل ۲۳ منحنی نیرو - تغییر مکان قاب‌های تحلیل شده با تغییر در سطح مقطع تسمه‌ها را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که با افزایش سطح مقطع تسمه‌ها ظرفیت جانبی قاب نیز افزایش می‌یابد. جدول ۶ و شکل ۲۴ نیز به ترتیب نمایانگر مشخصات لرزه‌ای و مقایسه ضریب رفتار قاب مورد نظر با تغییر در سطح مقطع تسمه‌هاست. همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش سطح مقطع تسمه‌ها ضریب رفتار قاب تا حدودی کاهش خواهد یافت و همانند بخش‌های ۲-۴ و ۳-۴، تمامی مقادیر ضریب رفتار محاسبه شده در این بخش نیز از مقادیر آیین‌نامه‌ای بزرگتر هستند.



شکل ۲۱- منحنی نیرو تغییر مکان - نسبت عرض به ارتفاع قاب



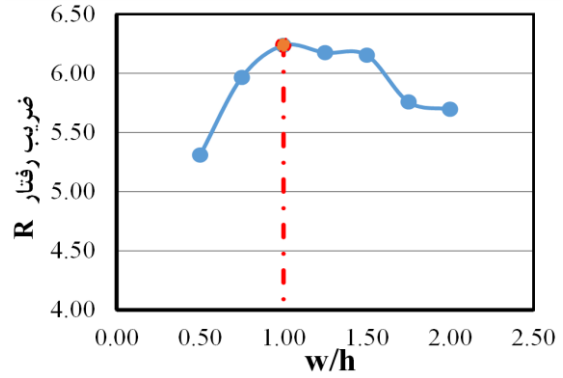
شکل ۲۰- مدل اجزا محدود - نسبت عرض به ارتفاع قاب (w/h)



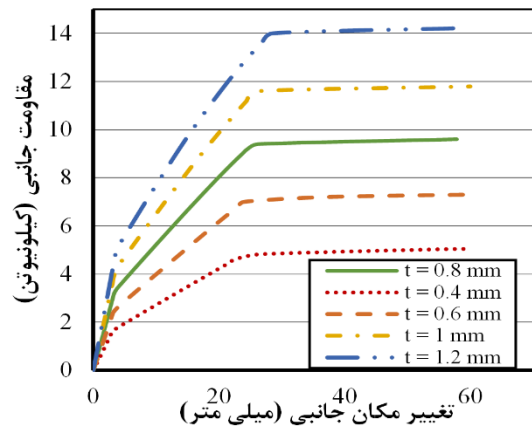
شکل ۲۴: ضریب رفتار لرزه‌ای - تاثیر سطح مقطع تسمه

۵- نتیجه‌گیری

در این مطالعه که به بررسی اثرات پارامترهای مختلف روی ظرفیت جانبی و ضریب رفتار لرزه‌ای قاب‌های سبک سرد نورد شده فولادی با مهاربند تسمه قطری پرداخته شده است، نتایج نشان می‌دهد، از آنجایی که تسمه‌ها نقش اصلی را در ظرفیت جانبی قاب‌های فولادی سرد نورد شده با سیستم مهاربندی تسمه قطری ایفا می‌کنند، تغییر فاصله‌ی بین ستونچه‌ها تاثیر زیادی بر ظرفیت جانبی و همچنین ضریب رفتار لرزه‌ای قاب نخواهد گذاشت ولی افزایش سطح مقطع تسمه‌ها باعث بالا رفتن ظرفیت جانبی قاب می‌شود و ضریب رفتار قاب نیز تا حدودی کاهش خواهد یافت. از طرفی برای قاب‌های فولادی با ثابت در نظر گرفتن فاصله بین ستونچه‌ها، با افزایش نسبت عرض به ارتفاع قاب که منجر به کاهش زاویه تسمه‌ها نسبت به افق خواهد شد، ظرفیت جانبی قاب نیز افزایش می‌یابد و همچنین قاب با عرض و ارتفاع برابر ۲۴۰۰ میلی‌متر بیشترین ضریب رفتار را دارد. با مقایسه مقادیر ضریب رفتار بدست آمده از تحلیل‌های انجام شده می‌توان نتیجه گرفت که ضریب رفتار ارائه شده توسط آیین‌نامه‌های AISI، FEMA450 و ایران، برای قاب با مهاربند تسمه قطری (R=۴) تا حدودی محافظه کارانه است و این ضریب می‌تواند حداقل تا ۵ افزایش یابد. خاطر نشان می‌سازد تعداد مدل‌های مورد بررسی در این مقاله ۱۵ عدد می‌باشد که



شکل ۲۲- ضریب رفتار لرزه‌ای - نسبت عرض به ارتفاع قاب



شکل ۲۳- منحنی نیرو تغییر مکان - تاثیر سطح مقطع تسمه

جدول ۵- مشخصات لرزه‌ای - نسبت عرض به ارتفاع قاب

w/h	μ	R_d	Ω	R
۰/۵	۲/۸۳	۲/۱۶	۲/۴۶	۵/۳۱
۰/۷۵	۳/۰۷	۲/۲۷	۲/۶۳	۵/۹۷
۱	۳/۲۵	۲/۳۴	۲/۶۶	۶/۲۴
۱/۲۵	۳/۲۲	۲/۳۳	۲/۶۵	۶/۱۸
۱/۵	۳/۱۸	۲/۳۱	۲/۶۶	۶/۱۵
۱/۷۵	۳/۰۱	۲/۲۴	۲/۵۷	۵/۷۶
۲	۲/۷۱	۲/۱۰	۲/۷۱	۵/۷۰
میانگین		۲/۲۵	۲/۶۲	۵/۹۰

جدول ۶- مشخصات لرزه‌ای - تاثیر سطح مقطع تسمه

ضخامت تسمه‌ها (میلی‌متر)	μ	R_d	Ω	R
۰/۴	۳/۳۴	۲/۳۸	۲/۶۸	۶/۳۹
۰/۶	۳/۲۷	۲/۳۵	۲/۶۹	۶/۳۳
۰/۸	۳/۲۵	۲/۳۴	۲/۶۶	۶/۲۴
۱/۰	۳/۳۶	۲/۳۹	۲/۵۷	۶/۱۵
۱/۲	۳/۳۳	۲/۳۸	۲/۵۵	۶/۰۶
میانگین		۲/۳۷	۲/۶۳	۶/۲۳

نتایج بدست آمده از این تحقیق نیز بر مبنای همین تعداد آزمایش‌های بیشتر و مطالعات بر روی نمونه‌های بیشتری می‌باشد. البته نتیجه‌گیری نهایی و قطعی مستلزم انجام می‌باشد.

۶- مراجع

- [۱] زینلیان، م.، رونق، ح. ر.، (۱۳۹۱)، محاسبه ضریب رفتار لرزه ای قاب‌های سرد نورد شده فولادی و مقایسه با مقادیر آیین نامه ای. اولین کنفرانس ملی مصالح و سازه های نوین در مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ۲۶ و ۲۷ بهمن.
- [2] AISI. (2007), "Standard for cold-formed steel framing - Lateral design". American Iron and Steel Institute, Washington, DC.
- [3] FEMA-450. (2003), "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures - Part 1 Provisions". Building Seismic Safety Council, USA.
- [4] AS/NZS4600. (2005), "Cold-formed steel structures". Australian Building Codes Board.
- [۵] نشریه شماره ۶۱۲. (۱۳۹۱)، آیین نامه طراحی و اجرای سازه های فولادی سرد نورد - بخش سازه، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ایران.
- [6] Gad, E., Chandler, A., Duffield, C., Hutchinson, G. (1999). "Earthquake ductility and overstrength in residential structures". Structural Engineering and Mechanics, vol. 8, pp. 361-382.
- [7] Al-Kharat, M., Rogers, C. A. (2007). "Inelastic performance of cold-formed steel strap braced walls". Journal of Constructional Steel Research, vol. 63, pp. 460-474.
- [8] Zeynalian, M., Ronagh, H. (2012). "A numerical study on seismic performance of strap-braced cold-formed steel shear walls". Thin-Walled Structures.
- [9] Zeynalian, M., Ronagh, H. (2013). "Experimental study on seismic performance of strap-braced cold-formed steel shear walls". Advances in Structural Engineering, vol. 16, pp. 245-258.
- [10] Zeynalian, M., Ronagh, H. (2012). "An experimental investigation on the lateral behavior of knee-braced cold-formed steel shear walls". Thin-Walled Structures, vol. 51, pp. 64-75.
- [11] ANSYS I. (2012). ANSYS 14 - User's manual.
- [12] FEMA-356. (2000), "Pre standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings". Building Seismic Safety Council, USA.
- [13] Newmark, N. M., Hall, W. J. (1982). "Earthquake spectra and design". Earth System Dynamics, vol 1.
- [14] Miranda, E., Bertero, V. V. (1994). "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design". Earthquake spectra, vol. 10, pp. 357-379.
- [15] EMA-451. (2006), "NEHRP recommended provisions-Design examples". Building Seismic Safety Council, USA.
- [16] BlueScope C. (2009), "Steel Guide- Complete distribution product guide" Version 3.
- [17] BlueScopeSteel C. G550. (2003) "steel specification".
- [18] Pham, Macindoe. (1997), "Performance of G550 steel in house framing".
- [19] Rogers, C. A., Hancock, G. J. (1996). "Ductility of G550 sheet steels in tension - elongation measurements and perforated tests". The University of Sydney.
- [20] Schafer, B. W., Pekoz, T. (1998). "Computational modeling of cold-formed steel- Characterizing geometric imperfections and residual stresses". Journal of Constructional Steel Research, vol. 47, pp. 193-210.
- [21] USA, ASTM-E2126-07. (2007) "Standard test methods for cyclic (reversed) load test for shearresistance of walls for buildings".