

## مطالعه عددی رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی سرد نورد شده با مهاربند K شکل

حسین تاجمیر ریاحی<sup>۱\*</sup>، مهران زینلیان<sup>۱</sup> و امین ربیعی<sup>۲</sup>

<sup>۱</sup> استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران و حمل و نقل، دانشگاه اصفهان  
<sup>۲</sup> کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و حمل و نقل، دانشگاه اصفهان

(دریافت: ۹۵/۱/۲۷، پذیرش: ۹۵/۷/۱۷، نشر آنلاین: ۹۵/۷/۱۸)

### چکیده

یکی از روش‌های نوین ساختمان‌سازی استفاده از فولاد سرد نورد شده به عنوان سیستم باربر سازه است. رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی سرد نورد شده به میزان قابل توجهی به مشخصات لرزه‌ای سیستم باربر جانبی وابسته است. مهاربند K شکل یکی از انواع تجاری مهاربندهای ساخته شده از فولاد سرد نورد شده است. بخش عمده‌ای از سختی، مقاومت جانبی و شکل‌پذیری این سیستم به جنس، ضخامت و نحوه قرارگیری این اعضا وابسته است. با این وجود سایر اعضا و پارامترهای مختلف نیز در نحوه انتقال نیروی جانبی از طبقات مختلف به فونداسیون و همچنین پارامترهای لرزه‌ای این مهاربند اثرگذار هستند. در این مقاله با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود ANSYS به بررسی تأثیر بعضی از این پارامترها از جمله ضخامت مقاطع، فاصله ستونچه‌ها و نسبت ابعادی مهاربند بر سختی جانبی، ظرفیت نهایی و ضریب رفتار لرزه‌ای پرداخته شده است. برای محاسبه ضریب رفتار لرزه‌ای از روش‌های ارائه شده توسط دستور العمل‌های FEMA استفاده شده است. پس از بررسی نتایج بدست آمده مشخص شد که تغییر نسبت ابعادی بر ظرفیت نهایی و پارامترهای لرزه‌ای مهاربند K شکل تأثیری ندارد و همچنین افزایش ضخامت مقاطع باعث تغییر نوع خرابی از کماتش اعضا به کماتش موضعی اعضا در محل اتصالات می‌شود. تغییرات R برحسب تغییر ضخامت نیز روند مشخصی نداشته و محدوده‌ای بین ۲/۲ تا ۳/۴ را شامل شده است. از سوی دیگر افزایش فاصله ستونچه‌ها باعث افزایش ظرفیت مهاربندها شده ولی این روند پس از چند مرحله افزایش، تغییر کرده و باعث کاهش ظرفیت نهایی گردیده است.

**کلیدواژه‌ها:** سازه‌های فولادی سرد نورد شده، مهاربند K شکل، ضریب رفتار لرزه‌ای، سختی جانبی، ظرفیت نهایی.

### ۱- مقدمه

این نتیجه رسیدند که استفاده از روش‌های ارائه شده برای آنالیز و طراحی در مقایسه با سایر روش‌های زمان‌بر و پرهزینه از دقت کافی برخوردار هستند. Ronagh و Zeynalian (۲۰۱۲) با استفاده از آنالیز غیرخطی در محیط نرم‌افزار ANSYS (۲۰۱۳) به بهینه‌سازی مشخصات لرزه‌ای مهاربند تسمه قطری پرداختند. به این منظور محققین شانزده مدل از این مهاربندها که برآکت‌هایی با طول‌های متفاوت داشتند را با استفاده از المان SHELL181 مورد مطالعه قرار دادند. در مدل‌سازی نمونه‌ها برخی مشخصات سازه‌ای مانند غیرخطی بودن مصالح، انحراف اولیه مقاطع و تنش‌های پسماند در نظر گرفته شده است. پس از بررسی نتایج به دست آمده Ronagh و Zeynalian به این نتیجه رسیدند که انحراف اولیه مقاطع و تنش‌های پسماند تأثیر چندانی بر عملکرد مهاربند ندارد. Zeynalian و همکاران (۲۰۱۲) به بررسی عملکرد جانبی و تعیین ضریب رفتار لرزه‌ای مهاربند K شکل پرداختند.

در سال‌های گذشته تحقیقات گسترده‌ای بر روی رفتار جانبی سازه‌های فولادی سرد نورد شده صورت گرفته است؛ اما با توجه به این‌که مهاربندهای تسمه قطری پرکاربردترین سیستم باربر جانبی سازه‌های فولادی سرد نورد شده (CFS<sup>۱</sup>) هستند (Moghimi و Ronagh، ۲۰۰۹، Adham و همکاران، ۱۹۹۰)، عمده این تحقیقات در مورد این مهاربند بوده است. Lim و Nethercot (۲۰۰۴) با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS (Hibbitt و همکاران، ۱۹۹۸) روش‌های نوینی برای مدل‌سازی قاب‌های ساخته شده از فولاد سرد نورد شده ارائه کردند. در این روش‌ها برای شبیه‌سازی لغزش و کشیدگی اتصالات در مدل نرم‌افزاری از المان SPRING2 استفاده شده است. پس از بررسی نتایج بدست آمده Lim و Nethercot به

1. Cold formed Steel Structure

\* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۳۱-۳۷۹۳۵۳۰۷

زیادی را تحمل کنند. به عبارت دیگر، مقاومت لرزه‌ای که از آیین‌نامه‌های طراحی به دست می‌آید عمدتاً از مقاومتی که برای حفظ سازه در محدوده الاستیک در هنگام وقوع زلزله نیاز است، کمتر است. طی چند دهه گذشته محققان تلاش گسترده‌ای برای به دست آوردن روابطی دقیق‌تر برای این ضریب انجام داده و تاکنون روابط متعددی برای به دست آوردن ضریب  $R$  بر حسب مقاومت تسلیم، تناوب سازه، ضریب نرمی و سایر پارامترهای مؤثر بر آن ارائه شده است؛ از جمله آن‌ها می‌توان به روابطی که توسط Newmark و Hall (۱۹۷۳)، Lai و Biggs (۱۹۸۰) و Miranda و Bertero (۱۹۹۴) توسعه داده شده است، اشاره نمود. در این تحقیقات عموماً پاسخ غیرخطی یک سازه تک درجه آزادی در زلزله‌های مختلف محاسبه شده و میانگین‌گیری شده است. در این پژوهش از روش‌های ارائه شده توسط سازمان مدیریت بحران آمریکا (FEMA<sup>۳</sup>) (FEMA-356، FEMA-۲۰۰۰، FEMA-450، ۲۰۰۴) برای به دست آوردن ضریب  $R$  استفاده شده است. به طور کلی ضریب رفتار لرزه‌ای در روش حدی مقاومت از دو مؤلفه تشکیل شده است: ضریب کاهش شکل‌پذیری ( $R_d$ ) و ضریب مقاومت افزون سازه‌ای ( $\Omega_0$ ). ضریب  $R$  از حاصل ضرب این دو مقدار به صورت زیر به دست می‌آید:

$$R = R_d \times \Omega_0 \quad (1)$$

در شکل (۱) مؤلفه‌های ضریب رفتار لرزه‌ای نشان داده شده است. در این شکل منحنی رفتار غیرخطی سیستم سازه‌ای در کنار منحنی دو خطی ایده‌آل‌سازی شده، آورده شده است. با استفاده از این شکل ضریب کاهش شکل‌پذیری و ضریب مقاومت افزون سازه‌ای به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$R_d = V_e / V_y \quad (2)$$

$$\Omega_0 = V_y / V_s \quad (3)$$

با جای‌گذاری این روابط در رابطه (۱) ضریب  $R$  را می‌توان به صورت رابطه (۴) بازنویسی نمود:

$$R = R_d \times \Omega_0 = V_e / V_y \times V_y / V_s = V_e / V_s \quad (4)$$

که در آن  $V_e$  مقاومت الاستیک،  $V_y$  مقاومت تسلیم و  $V_s$  مقاومت نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه هستند. در شکل (۱) روش ارائه شده توسط FEMA 356 (۲۰۰۰) برای ترسیم نمودار دو خطی ایده‌آل‌سازی شده نشان داده شده است.

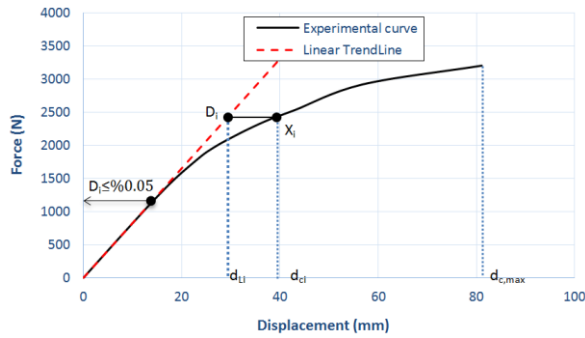
در این پژوهش ۱۲ نمونه با ابعاد  $2/4 \times 2/4$  متر تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفته است. از مهم‌ترین نتایج این پژوهش می‌توان به عملکرد بهتر این مهاربند در دهانه‌های کناری، بهبود عملکرد لرزه‌ای با استفاده از واشر در اتصالات و عدم تأثیر استفاده از ستونچه‌های کناری به صورت دابل در مقدار  $R$  و مقاومت نهایی مهاربند اشاره کرد.

از سوی دیگر تا به امروز در هیچ یک از آیین‌نامه‌های سازه‌های فولادی سرد نورد شده موجود به صورت مشخص به ضوابط لرزه‌ای مهاربند  $K$  شکل اشاره نشده است. همچنین در این آیین‌نامه‌ها مقادیر پیشنهادی برای ضریب رفتار لرزه‌ای برای گروه "سایر مهاربندها" که مهاربند  $K$  شکل را نیز شامل می‌شود، با یکدیگر متفاوت است. به عنوان نمونه در آیین‌نامه استرالیا و نیوزلند (AS/NZS4600، ۲۰۰۵) مقدار  $R=2$  و در آیین‌نامه مؤسسه آهن و فولاد آمریکا (AISI، ۲۰۰۷)  $R=2.5$  (برگرفته از گروه دیوار برشی‌ها با پوششی از جنس سایر مصالح) ارائه شده است.

با توجه به موارد ذکر شده فوق، لازم است به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای مهاربند  $K$  شکل، مطالعات بیشتری صورت پذیرد. به همین دلیل در این مقاله با استفاده از تحلیل غیرخطی نرم‌افزار اجزاء محدود ANSYS به بررسی تأثیر پارامترهای مختلف بر رفتار لرزه‌ای قاب فولادی سرد نورد شده با مهاربند  $K$  شکل پرداخته شده است. مدل نرم‌افزاری با در نظر گرفتن مشخصات سازه‌ای شامل: غیرخطی بودن مواد، تغییر شکل‌های اولیه مقطع و اثرات تنش‌های پسماند تهیه شده است. همچنین تأثیر تغییرات نسبت ابعادی مهاربند، ضخامت مقاطع و فاصله ستونچه‌های<sup>۱</sup> میانی بر ظرفیت جانبی مهاربند مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در بررسی هر یک از این پارامترها، سایر پارامترها ثابت در نظر گرفته شده است. مدل عددی مذکور براساس نمونه آزمایشگاهی برگرفته از تحقیقات Zeynalian و همکاران (۲۰۱۲) صحت‌سنجی شده است. پس از انجام آنالیز پوش‌آور<sup>۲</sup> ظرفیت، سختی جانبی و پارامترهای لرزه‌ای و ضریب رفتار مدل‌ها محاسبه شده و نتایج مورد بررسی قرار گرفته است.

## ۲- ضریب رفتار لرزه‌ای

ضریب رفتار ( $R$ ) یک سازه تابعی از مشخصات لرزه‌ای سیستم باربرجانبی بوده و نماینده‌ای برای در نظر گرفتن شکل‌پذیری، مقاومت افزون سازه و استهلاک انرژی است (مقدم، ۱۳۸۷). مفهوم ضریب رفتار لرزه‌ای بر این اساس است که سازه‌هایی که به صورت اصولی طراحی و اجرا شده‌اند، دارای رفتار انعطاف‌پذیر بوده و می‌توانند پیش از خرابی تغییر شکل‌های



شکل ۲- نحوه محاسبه  $V_s$  در منحنی پوش

### ۲-۱- ضریب کاهش شکل پذیری ( $R_d$ )

ضریب کاهش شکل پذیری وابسته به خصوصیات سازه‌ای مانند شکل پذیری، میرایی و پرپود اصلی سازه و همچنین مشخصات زلزله‌های اعمالی به سازه است.  $R_d$  را می‌توان به طور مستقیم از شکل (۱) به دست آورد یا این که می‌توان از روابط ارائه شده برای تعیین این ضریب استفاده کرد. یکی از پرکاربردترین آن‌ها، روابط ارائه شده توسط نیومارک و هال (۱۹۷۳) است.

$$\begin{cases} R_d = \mu & T > 0.5 \text{ sec} \\ R_d = \sqrt{2\mu - 1} & 0.1 < T < 0.5 \text{ sec} \\ R_d = 1 & T < 0.03 \text{ sec} \end{cases} \quad (۶)$$

که  $\mu$  ضریب شکل پذیری سازه است و برابر نسبت حداکثر جابجایی سازه ( $\Delta_{max}$ ) بر جابجایی نظیر نقطه تسلیم ( $\Delta_y$ ) تعریف می‌شود:

$$\mu = \Delta_{max} / \Delta_y \quad (۷)$$

### ۲-۲- ضریب مقاومت افزون ( $\Omega_0$ )

ضریب مقاومت افزون به منظور در نظر گرفتن منابع احتمالی که باعث می‌شوند سازه نیرویی فراتر از مقاومت اسمی را تحمل کند، تعریف شده است. به طور کلی مقاومت افزون سازه در برگیرنده برخی از مشخصات سازه‌ای، مانند موارد زیر است:

- درجه نامعینی سازه که بیانگر قابلیت سازه‌ها برای بازتوزیع نیروهای داخلی است.
- مقاومت افزون مصالح نسبت به آنچه که در طراحی تعیین شده است.

- استفاده از ضرایب بار و کاهش مقاومت در طراحی سازه

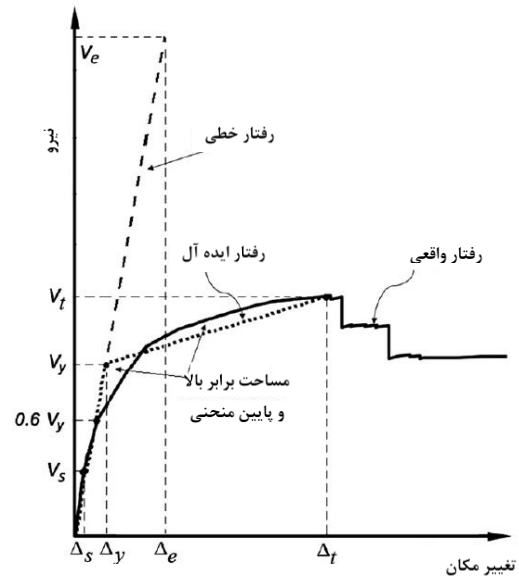
- سخت شدگی مجدد

- محدودیت تغییر شکل در نظر گرفته شده ناشی از حدود

کاربری

- استفاده از ترکیب بارهای مختلف

- تأثیر مقاومت اعضای غیر سازه‌ای



شکل ۱- منحنی نیرو- جابجایی ایده آل سازی شده

(FEMA-356, ۲۰۰۰)

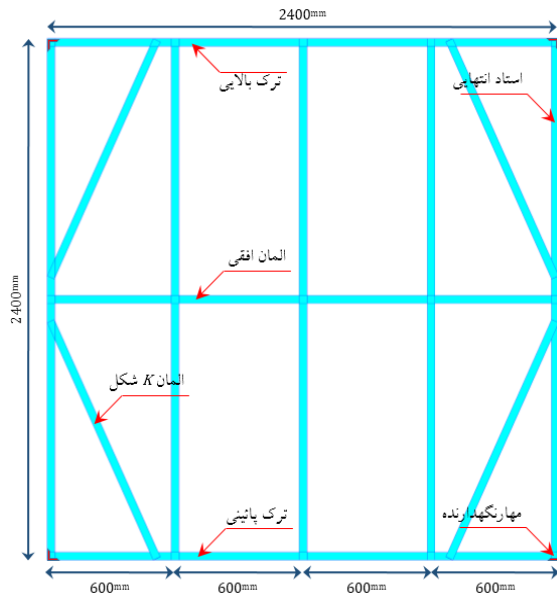
به منظور ترسیم دو قسمت منحنی دو خطی از یک فرایند تکرار شونده استفاده می‌شود تا این که مساحت محدود بین این دو خط و منحنی رفتار واقعی تقریباً یکسان گردد. خط اول از مبدأ مختصات شروع شده و در محل  $0.6V_y$  منحنی رفتار واقعی را قطع می‌کند. شیب این خط سختی اولیه نامیده می‌شود. خط دوم از محل تغییر مکان هدف<sup>۱</sup> شروع شده و به گونه‌ای امتداد می‌یابد که با برخورد به خط اول مساحت زیر این دو خط با مساحت زیر منحنی رفتار واقعی یکسان گردد.

برای تعیین محل تغییر مکان هدف از روش ارائه شده در دستورالعمل FEMA 356 استفاده شده است. مقدار نیروی  $V_s$  مهاربند نیز با استفاده از روش پیشنهادی Zeynalian و Ronagh (۲۰۱۱) از روی نمودار پوش مدل‌های عددی محاسبه می‌شود.

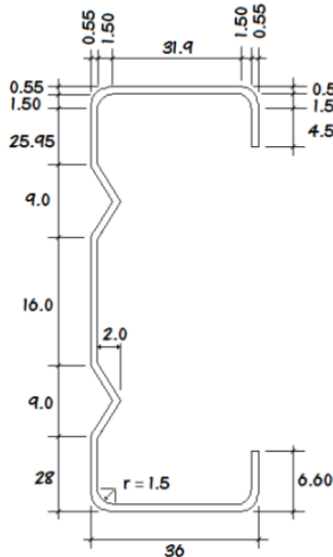
شکل (۲) نمودار پوش و روش محاسبه نیروی  $V_s$  را نشان می‌دهد. بدین منظور ابتدا یک خط مستقیم مماس بر قسمت خطی نمودار پوش رسم شده، سپس با استفاده از رابطه (۵)، انحراف منحنی پوش از خط مستقیم فرضی برای نقاط مختلف محاسبه می‌شود و نقطه معادل انحراف  $0.05$  به عنوان نقطه  $V_s$  انتخاب می‌شود. در رابطه (۵)،  $D_i$  انحراف منحنی؛  $d_{Li}$  تغییر مکان خط مستقیم فرضی؛  $d_{ci}$  تغییر مکان منحنی پوش و  $d_{c,max}$  حداکثر جابه‌جایی مهاربند است.

$$D_i = (d_{Li} - d_{ci}) / d_{c,max} \quad (۵)$$

به کار رفته است، اتصال مابین سایر اعضا با استفاده از پرچ تأمین شده است.



شکل ۲- مشخصات هندسی نمونه آزمایشگاهی



شکل ۵- مشخصات هندسی مقطع C شکل  $۹۰ \times ۳۶ \times ۰/۵۵$  میلی‌متر (Rogers و Hancock, ۱۹۹۶)

#### ۴- رفتار غیر خطی مصالح

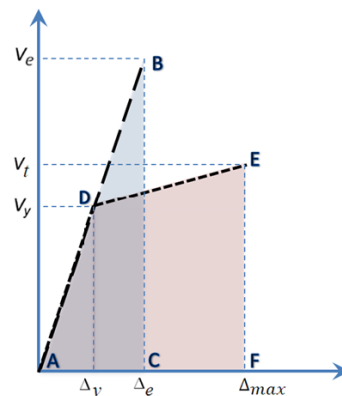
فولاد سرد نورد شده به دلیل دارا بودن منحنی های تنش- کرنش متفاوت در راستای طولی و عرضی به عنوان یک ماده ارتوتروپیک<sup>۲</sup> در نظر گرفته می‌شود (Zeynalian و Ronagh, ۲۰۱۳). با این وجود استفاده از منحنی تنش- کرنش راستای طولی (شکل (۶)) به منظور تهیه مدل نرم‌افزاری کافی است زیرا

#### ۳-۲- محاسبه پارامترهای لرزهای

با توجه به آنچه در بخش‌های قبل بیان شد، برای محاسبه پارامترهای لرزهای از نمودار نیرو- تغییر مکان مدل‌های عددی تهیه شده در نرم‌افزار ANSYS مطابق با روند زیر استفاده شده است:

در گام نخست، با استفاده از روش ارائه شده توسط دستور العمل FEMA 356 (۲۰۰۰) منحنی دوخطی رفتار مهاربند رسم شده است. در گام دوم، با استفاده از قسمت اول رابطه (۲) ضریب کاهش شکل‌پذیری محاسبه شده است. این رابطه نیازمند دو مقدار  $V_e$  و  $V_y$  است که  $V_y$  با توجه به منحنی دوخطی ایده‌آل سازه شده و  $V_e$  با استفاده از روند پیشنهادی FEMA 451 محاسبه می‌شوند. براساس این روند، مساحت زیر نمودار پاسخ ارتجاعی سازه و نمودار دو خطی یکسان فرض شده است؛ حداکثر ظرفیت حاصل از پاسخ ارتجاعی سازه نیز برابر  $V_e$  در نظر گرفته می‌شود (شکل (۲)).

- در نهایت با استفاده از مقادیر  $V_s$  و  $V_y$  و رابطه (۳) مقدار  $\Omega_0$  محاسبه شده است.



شکل ۳- برابر قرار دادن مساحت زیر نمودار دو خطی و نمودار پاسخ ارتجاعی سازه (Zeynalian, ۲۰۱۲)

#### ۳- معرفی نمونه

قاب فولادی سرد نورد شده با مهاربند K شکل که در این تحقیق مورد مطالعه و ارزیابی قرار گرفته است دارای ابعاد  $۲/۴$  متر در  $۲/۴$  متر است (Zeynalian و همکاران، ۲۰۱۲)؛ و تمام اعضای تشکیل دهنده آن شامل ترک‌ها<sup>۱</sup>، ستونچه‌ها و اعضای K شکل از مقطع C شکل به ابعاد  $۹۰ \times ۳۶ \times ۰/۵۵$  میلی‌متر ساخته شده‌اند (شکل (۴)). مشخصات هندسی این مقطع در شکل (۵) نشان داده شده است. برای اتصال ستونچه‌های انتهایی به ترک‌ها چهار مهارنگهدارنده<sup>۲</sup> به ضخامت ۳ میلی‌متر در گوشه‌های قاب

۲. Orthotropic

1. Track  
2. Hold-Down

ضخامت مقطع باید از ۳ میلی‌متر کمتر باشد. همچنین نقص نوع ۱ برای حالتی است که نسبت عرض به ضخامت مقطع ( $w/t$ ) کمتر از ۲۰۰ بوده و این مقدار برای نقص نوع ۲ می‌بایستی کمتر از ۱۰۰ باشد.

مقادیر پیشنهادی این روش برای  $d_1$  و  $d_2$  به شرح زیر است:

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

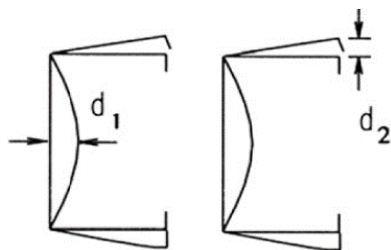
$$d_2 \approx t \quad (۹)$$

و برای مقطع مورد نظر این مقادیر برابر است با:

$$d_1 \approx \max \{0.006 * 25.95 \text{ and } 6 * .55 * e^{-2*55}\} = 1.1 \text{ mm} \quad (۱۰)$$

$$d_2 \approx 0.55 \text{ mm} \quad (۱۱)$$

به منظور اعمال اثرات تغییر شکل‌های اولیه مقطع در ستونچه تک از دستور UPGEOM در نرم‌افزار ANSYS استفاده شده است و با استفاده از مقادیر مقیاس شده تغییر شکل‌های ناشی از مود اول، تغییر شکل‌های اولیه به سازه اعمال شده است. این ضریب مقیاس برابر نسبت  $d_1$  بر حداکثر جابجایی ناشی از اولین مود کمانش است. این امر به این دلیل است که شکل مود اول بیشترین سهم را در تغییر شکل نهایی نمونه پس از انجام آنالیز غیر خطی داراست.



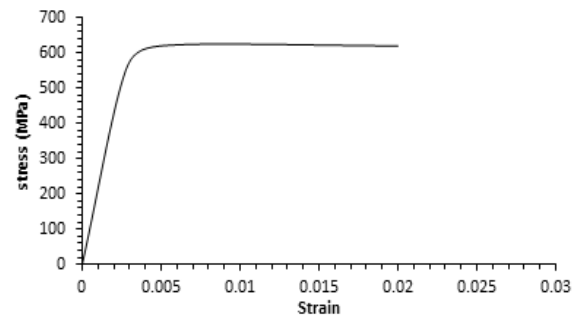
نوع ۲

شکل ۷- تعریف عیوب اولیه مقاطع (Ronagh و Zeynalian, ۲۰۱۲)

#### ۶- تنش‌های پسماند

مطالعات آزمایشگاهی انجام شده روی مقاطع سرد نورد شده، نشان می‌دهد که تنش‌های پسماند را می‌توان به صورت مجموع آثار تنش‌های خمشی و غشائی در نظر گرفت. تنش‌های پسماند موجود در ضخامت مقطع را برای یک عضو سرد نورد شده فولادی نشان می‌دهد. بخش عمده‌ای از تنش‌های پسماند غشائی در گوشه‌های مقطع به وجود آمده و باعث کاهش مقاومت

در زمانی که کرنش طولی حداکثر ( $\epsilon_z$ ) وارد ناحیه غیرخطی منحنی خود می‌شود، کرنش عرضی حداکثر ( $\epsilon_y$ ) در ناحیه خطی منحنی تنش-کرنش قرار دارد (Ronagh و Zeynalian, ۲۰۱۳). مشخصات مصالح مدل آزمایشگاهی در جدول (۱) آورده شده است.



شکل ۶- نمودار تنش-کرنش فولاد سرد نورد شده در جهت طولی (Zeynalian, ۲۰۱۳)

جدول ۱- خصوصیات مکانیکی مقطع C شکل (Zeynalian و همکاران, ۲۰۱۲)

رده اسمی	۵۵۰ MPa
ضخامت اسمی	۰/۵۵ mm
مدول الاستیسیته	۱۶۹ GPa
تنش اسمی، $F_y$	۵۹۲ MPa
کرنش تسلیم	٪۰/۴۵
تنش نهایی، $F_u$	۶۱۷ MPa
کرنش نهایی	٪۲/۸۶
$F_u/F_y$	۱/۰۴

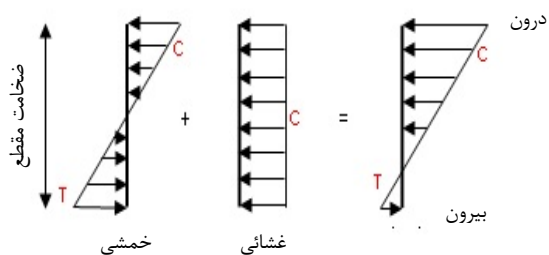
#### ۵- تغییر شکل‌های اولیه مقاطع

طبق تعاریف موجود تغییر شکل‌های اولیه مقطع به معنی انحراف مقطع از حالت اولیه و ایده‌آل خود است (Schafer و Peköz, ۱۹۹۸). این تغییر شکل‌ها شامل خمیدگی<sup>۱</sup>، تابیدگی<sup>۲</sup> و پیچیدگی<sup>۳</sup> مقطع هستند. در این پژوهش به منظور در نظر گرفتن تغییر شکل‌های اولیه مقطع از روش ارائه شده توسط Schafer و Peköz (۱۹۹۸) استفاده شده است. در این روش عیوب مقطع به دو بخش، شامل: حداکثر عیوب موضعی<sup>۴</sup> در المان استحکام یافته ( $d_1$ )، و حداکثر انحراف از راستای اولیه لبه استحکام یافته یا جان بدون سخت کننده ( $d_2$ )، (شکل (۷)) تقسیم می‌شود. لازم به ذکر است برای استفاده از این روش،

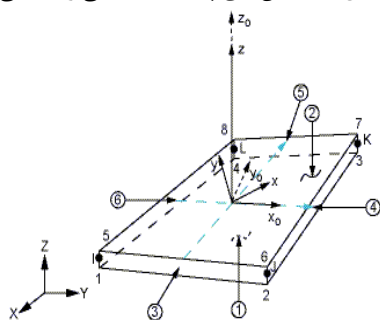
۱. bowing
۲. warping
۳. twisting
۴. local imperfection

اتصالات اعضا قاب به یکدیگر و اعضای مهاربند به صورت مفصلی بوده و برای مدل سازی آن از مقید کردن دو نقطه از اعضا به یکدیگر و از دستور COUPLING استفاده شده است. به منظور صحت سنجی عملکرد مفصلی این نوع مدل سازی، قاب بدون اعضای K شکل تهیه شده و مشاهده شد که تحت تأثیر بار جانبی مقاومت بسیار اندکی از خود نشان می دهد.

براساس نتایج آزمایشگاهی گزارش شده (Zeynalian, 2012) برای نمونه های واقعی مهاربند K شکل، در هیچ یک از اتصالات این مهاربندها، بیرون زدگی پرچ ها رخ نداده است ولی گسیختگی برشی به عنوان یکی از مدهای شکست گزارش شده است. بنابراین در این مدل برای در نظر گرفتن رفتار اتصالات از المان COMBIN14 در دو راستای x و y و دستور COUPLING در راستای محور z استفاده شده است. المان COMBIN14 در حقیقت یک المان فنری است که امکان مدل سازی اتصالات و گسیختگی برشی را در جهت عمود بر محور پرچ مهیا می سازد. بار جانبی در انتهای سمت راست ترک بالایی و در جهت محور x قرار داده شده و برای جلوگیری از کمانش موضعی اطراف گرهی که بار به آن وارد شده و همچنین برای توزیع یکنواخت نیرو در طول ترک، تمامی گره های میانی در جهت x به یکدیگر مقید شده اند. با قرار دادن چند تکیه گاه برای گره های ترک فوقانی در جهت z، از حرکت خارج از صفحه قاب جلوگیری شده است. برای اتصال ستونچه های انتهایی و ترک ها علاوه بر اتصالات استفاده شده برای سایر اعضا، از مقید کردن آن ها به دو لبه مهار نگهدارنده نیز استفاده شده است. در شکل (۱۰) مدل اجزاء محدود مهاربند K شکل نشان داده شده است.



شکل ۳- تنش های پسماند خمشی و غشائی



شکل ۹- هندسه المان SHELL181 نرم افزار ANSYS (2013)

فشاری نمونه می گردد. از سوی دیگر این تنش ها باعث افزایش تنش تسلیم ( $F_y$ ) در این نواحی می شوند (Sivakumaran و Abdel-Rahman, 1998). در نتیجه در صورت اعمال اثرات تنش های پسماند غشائی، می بایستی افزایش تنش تسلیم را نیز در مدل نرم افزاری در نظر گرفت؛ و بالعکس، در صورتی که اثرات تنش های پسماند غشائی نادیده گرفته شود، می توان از افزایش تنش تسلیم نیز صرف نظر نمود. برخلاف تنش های پسماند غشائی در نظر گرفتن تنش های پسماند خمشی تأثیر بسزایی در نتایج آنالیز خواهد داشت (Ronagh و Zeynalian, 2013). این نوع از تنش های پسماند در میان ضخامت مقطع در تعادل هستند ولی از سوی دیگر تسلیم زودتر از موقع رویه ورق، تأثیر بسزایی بر نحوه انتشار و مسیر انتقال نیرو دارد. برای اعمال اثرات تنش های پسماند خمشی به مدل نرم افزاری می توان به جای استفاده از منحنی تنش- کرنش فولاد معمولی از منحنی تنش- کرنش حاصل از آزمایشات صورت گرفته بر روی فولاد سرد نورد شده استفاده نمود، زیرا این منحنی اثرات تنش های پسماند را نیز شامل می شود.

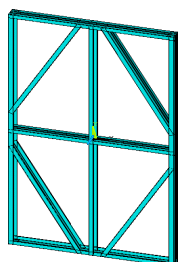
#### ۷- معرفی مدل اجزاء محدود

همان طور که قبلاً نیز اشاره شده در این پژوهش برای بررسی سختی و مقاومت جانبی مهاربند K شکل از نرم افزار ANSYS استفاده شده است. به منظور مدل سازی نمونه مورد مطالعه در این نرم افزار از المان SHELL181 استفاده شده است. این المان چهار گرهی دارای شش درجه آزادی برای هر گره بوده و به منظور مدل سازی ورق های با ضخامت متوسط مناسب است (ANSYS, 2013). هندسه المان SHELL181 در شکل (۹) نشان داده شده است.

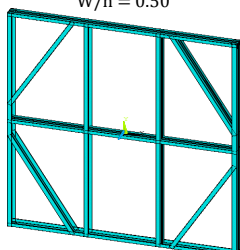
در مدل سازی مهاربند مورد مطالعه برای در نظر گرفتن غیر خطی بودن مصالح و اثرات تنش های پسماند روش های معمول بیان شده در بخش های قبل به کار رفته است؛ ولی با توجه به این که برای اعمال تغییر شکل های اولیه بر مهاربند نهایی استفاده از دستور UPGEOM امکان پذیر نبود، از این دستور استفاده نشده است. زیرا این دستور برای اعمال تغییر شکل های اولیه کل یک مدل بوده و استفاده از آن برای اعمال این اثر بر تک تک اعضا امکان پذیر نیست. برای حل این مشکل از اعمال نیروهای کوچک خارج از صفحه بر نقاطی که حداکثر جابجایی ناشی از مود اول تک تک اعضا را دارند، استفاده شده است (Zeynalian, 2012). خاطر نشان می سازد از آنجا که در نمونه آزمایشگاهی، قاب با ۵ عدد پیچ M16 در مجاورت ستونچه ها به زمین متصل شده بود، به منظور مدل نمودن این شرایط مرزی، درجه آزادی تمام گره های المان های روی عضو پایینی قاب، نظیر با پیچ های مذکور، به صورت کامل بسته شدند. همچنین،

جدول ۱- مشخصات مهاربندهای تهیه شده برای بررسی تأثیر

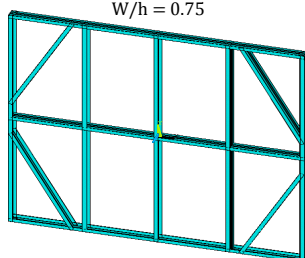
نام نمونه	نسبت ابعاد		
	نسبت ابعاد	طول (mm)	ارتفاع (mm)
K050	۰/۵۰	۱۲۰۰	۲۴۰۰
K075	۰/۷۵	۱۸۰۰	۲۴۰۰
K100	۱/۰۰	۲۴۰۰	۲۴۰۰
K125	۱/۲۵	۳۰۰۰	۲۴۰۰
K150	۱/۵۰	۳۶۰۰	۲۴۰۰



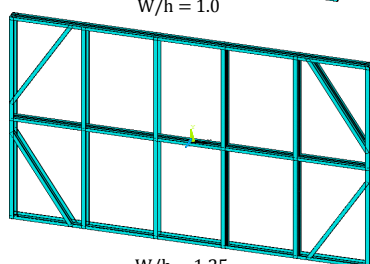
W/h = 0.50



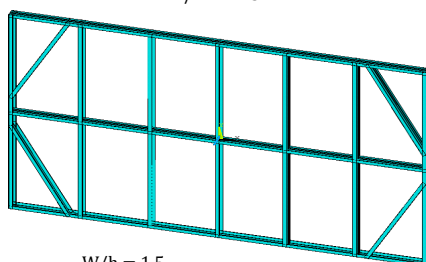
W/h = 0.75



W/h = 1.0

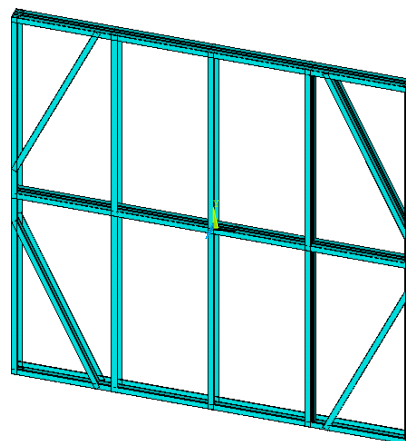


W/h = 1.25



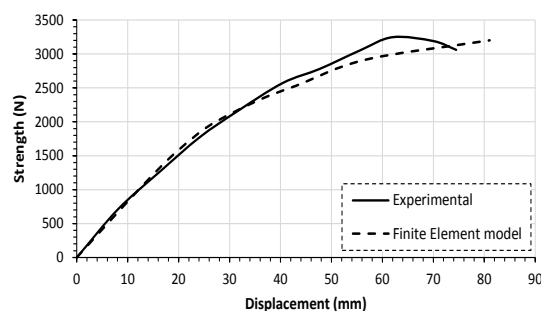
W/h = 1.5

شکل ۶- مدل‌های نرم‌افزاری جهت بررسی تأثیر نسبت ابعادی



شکل ۴- مدل اجزاء محدود مهاربند K شکل

نمودار مقایسه‌ای نتایج آزمایشگاهی مهاربند K شکل در کنار نتایج آنالیز غیرخطی مدل نرم‌افزاری ANSYS در شکل (۵ شکل ۵) نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود نتایج حاصل از آنالیز مدل اجزاء محدود و نتایج آزمایشگاهی به صورت قابل قبولی به یکدیگر نزدیک هستند.



شکل ۵- نمودار مقایسه‌ای نتایج مدل آزمایشگاهی و نرم‌افزاری

مقایسه فوق بیانگر صحت مدل نرم‌افزاری مهاربند K شکل است. بنابراین با استفاده از این مدل، مطالعات پارامتریک به منظور بررسی ظرفیت نهایی و سختی مهاربند تحت تأثیر تغییر ضخامت مقطع، نسبت ابعادی مهاربند و فاصله ستونچه‌ها از یکدیگر صورت گرفته است.

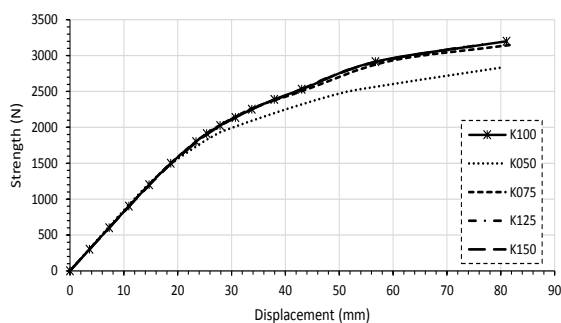
## ۹- بررسی پارامترهای سازه‌ای

### ۹-۱- نسبت ابعاد مهاربند

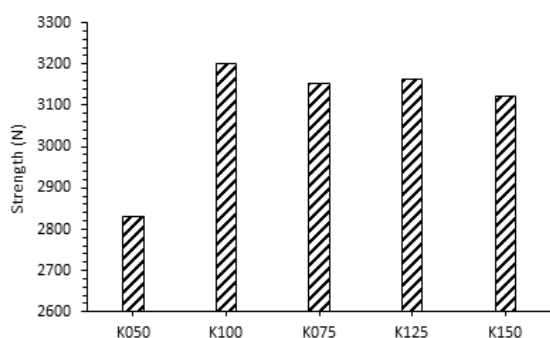
برای بررسی تأثیر نسبت ابعاد مهاربند، ۵ نمونه با نسبت‌های ۰/۵، ۰/۷۵، ۱/۰، ۱/۲۵ و ۱/۵ مورد مطالعه قرار گرفته است (شکل ۱۲). در تمامی مدل‌ها ارتفاع قاب، فاصله بین ستونچه‌های میانی و زاویه المان K شکل ثابت در نظر گرفته شده است. در جدول (۱ جدول ۱) مشخصات مهاربندها آورده شده است.

جدول ۲- تأثیر تغییر نسبت ابعادی مهاربند بر پارامترهای

مهاربند	لرزه‌ای			
	$\mu$	$R_d$	$\Omega$	$R$
سایر	۲/۵۸	۲/۰۴	۱/۶۶	۳/۳۹
K050	۳/۳۱	۲/۳۷	۱/۶۵	۳/۹۲



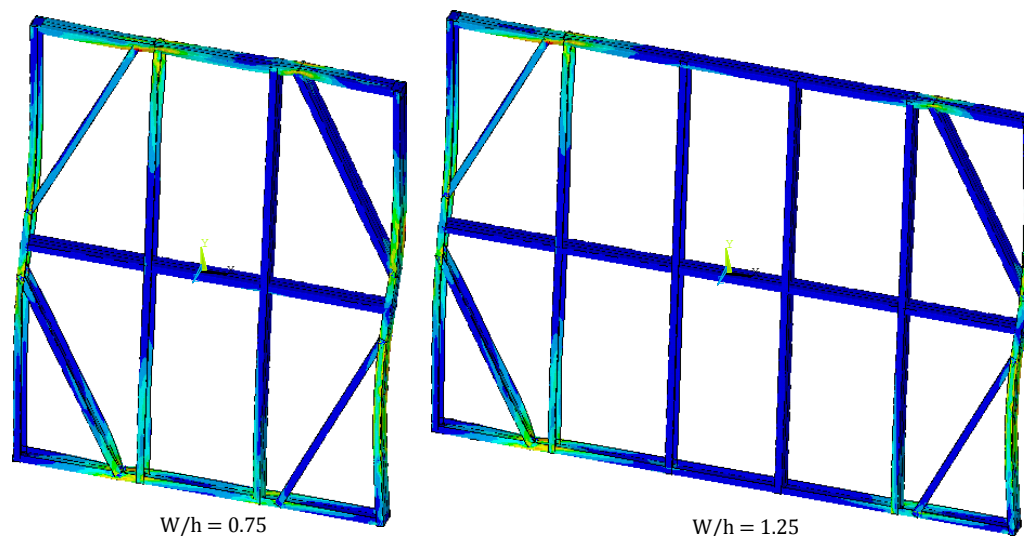
شکل ۷- نمودار بررسی تأثیر نسبت ابعاد مهاربند



شکل ۸- تأثیر نسبت ابعادی مهاربند بر مقاومت نهایی

نتایج حاصل از آنالیز پوش‌آور در شکل (۷) ترسیم شده است. با توجه به شکل (۷) مشاهده می‌شود که تغییر نسبت ابعادی تأثیر چندانی بر سختی جانبی و جابجایی نهایی مهاربند نداشته است. از سوی دیگر همان‌طور که در نمودار شکل (۸) نشان داده شده تغییر این پارامتر به استثنای یک مورد تأثیر چندانی بر ظرفیت نهایی نداشته است. در مورد نمونه K050 ظرفیت نهایی مهاربند به یکباره کاهش یافته (شکل (۸)) است. با توجه به این که در این قسمت فاصله ستونچه‌ها از یکدیگر در تمامی نمونه‌ها یکسان در نظر گرفته شده است (۶۰۰ میلی‌متر) به منظور تهیه مدلی با نسبت ابعادی ۰/۵ ستونچه‌های مقابل المان‌های K شکل که یکی از مسیرهای انتقال نیروی جذب شده هستند، حذف شده‌اند؛ در نتیجه این امر باعث کاهش ظرفیت نهایی مهاربند شده است. از سوی دیگر این امر موجب افزایش شکل‌پذیری و در نتیجه افزایش ضریب رفتار لرزه‌ای این نمونه شده است. با توجه به این که نمودار نیرو- تغییر مکان سایر نمونه‌ها بر یکدیگر منطبق شده است در نتیجه پارامترهای لرزه‌ای آن‌ها نیز یکسان است و تغییر نسبت ابعاد مهاربند تأثیری بر این پارامترها نداشته است.

در شکل (۹) مود کمانش دو مهاربند با نسبت ابعادی ۰/۷۵ و ۱/۲۵ نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود مود خرابی این نمونه‌ها کمانش در اعضای K شکل و ستونچه‌های انتهایی و همچنین تمرکز تنش در محل اتصالات این اعضا و در نتیجه کمانش موضعی آن‌ها در محل اتصالات است. سایر نمونه‌ها نیز مود کمانشی نظیر این دو نمونه داشته‌اند.

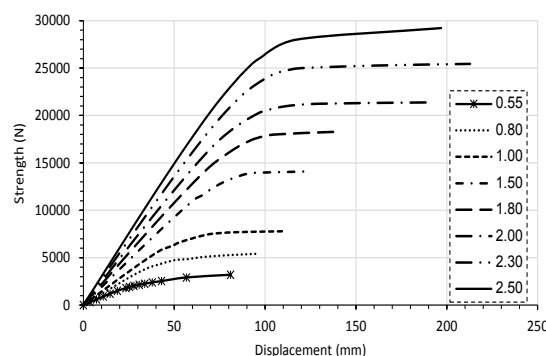


شکل ۹- مود کمانش مهاربندها با نسبت ابعادی ۰/۷۵ و ۱/۲۵



۹-۲- ضخامت مقاطع

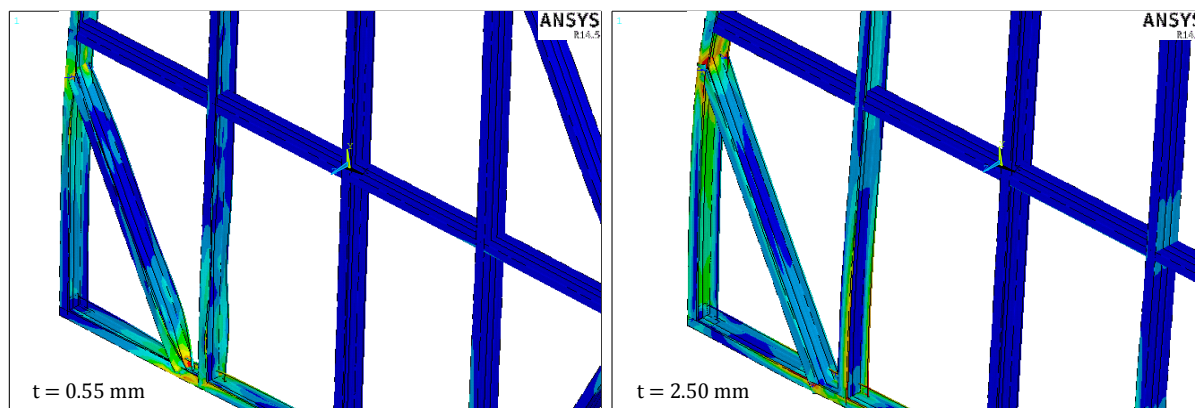
همان‌طور که قبلاً نیز اشاره شد مطابق آیین‌نامه استرالیا و نیوزیلند (AS/NZS4600، ۲۰۰۵) حداکثر ضخامت قابل استفاده برای اعضای ساخته شده از فولاد سرد نورد شده ۲/۵ میلی‌متر است. بر همین اساس برای بررسی تأثیر ضخامت اعضای مهاربند بر رفتار جانبی مهاربند، نمونه‌های با ضخامت‌های ۰/۸، ۱/۰، ۱/۵۰، ۱/۸۰، ۲/۰، ۲/۳ و ۲/۵ میلی‌متر تهیه شده و پس از انجام آنالیز استاتیکی غیرخطی نتایج بدست آمده در شکل (۱۶) ترسیم شده است.



شکل ۱۰- تأثیر ضخامت بر ظرفیت مهاربند K شکل

با افزایش ضخامت مقاطع، سختی جانبی و ظرفیت نهایی مهاربند افزایش یافته است (شکل (۱۰)). نکته قابل توجه در این مورد کاهش جابجایی نهایی در ضخامت ۲/۵ میلی‌متر است. با توجه به شکل خرابی مهاربندها (شکل (۱۱))، مشاهده می‌شود که با افزایش ضخامت مقاطع از میزان کمانش اعضا کاسته شده و بر میزان تمرکز تنش در ناحیه اتصال اعضا افزوده می‌شود. این امر باعث تغییر مود خرابی مهاربند از کمانش اعضا به کمانش موضعی اعضا در محل اتصالات می‌شود (شکل (۱۱) شکل (۱۱)) و در نتیجه روند افزایشی تغییر مکان نهایی مهاربندها در ضخامت ۲/۳ میلی‌متر متوقف شده و در ضخامت ۲/۵ میلی‌متر کاهش یافته است. در شکل (۱۱) مود خرابی مربوط به مهاربندهای K شکل با ضخامت مقاطع ۰/۵۵ میلی‌متر و ۲/۵ میلی‌متر نشان داده شده است.

در جدول (۴) پارامترهای لرزه‌ای ۸ نمونه تهیه شده برای بررسی تأثیر ضخامت مقاطع بر رفتار مهاربند آورده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود تغییرات R برحسب تغییر ضخامت روند مشخصی نداشته و محدوده‌ای بین ۲/۲ تا ۳/۴ را شامل شده و میانگین این پارامتر برای نمونه‌های تهیه شده برابر ۲/۷ است که با مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه‌ها همخوانی دارد.



شکل ۱۱- مود کمانش مهاربند K شکل با ضخامت مقاطع ۰/۵۵ و ۲/۵۰ میلی‌متر

جدول ۳- تأثیر تغییر ضخامت مقاطع بر پارامترهای لرزه‌ای

نام مهاربند	ضخامت مهاربند mm	$\mu$	$R_d$	$\Omega$	R
KT055	۰/۵۵	۲/۵۸	۲/۰۴	۱/۶۶	۳/۳۹
KT080	۰/۸۰	۲/۴۴	۱/۹۷	۱/۴	۲/۷۶
KT100	۱	۲/۲	۱/۸۴	۱/۳۹	۲/۵۷
KT150	۱/۵	۱/۷۹	۱/۶۰	۱/۳۷	۲/۱۹
KT180	۱/۸	۱/۸۰	۱/۶۱	۱/۴۳	۲/۳۰
KT200	۲	۲/۲۸	۱/۸۹	۱/۳۹	۲/۶۳
KT230	۲/۳	۲/۳۷	۱/۹۳	۱/۵۱	۲/۹۳
KT250	۲/۵	۲/۱۹	۱/۸۴	۱/۵۴	۲/۸۵
	میانگین	۲/۲۱	۱/۸۴	۱/۴۶	۲/۷۰

## ۹-۳- فاصله ستونچه‌ها

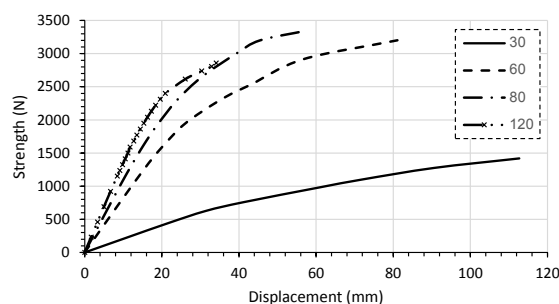
در گام بعدی برای بررسی تأثیر فاصله ستونچه‌ها از ۴ نمونه استفاده شده است. در این مهاربندها فاصله محل اتصال المان‌های K شکل با ستونچه‌های میانی و المان افقی میانی ثابت در نظر گرفته شده و در نتیجه طول المان‌های K شکل و همچنین زاویه آنها با المان‌های افقی، وابسته به فاصله ستونچه‌ها متغیر است. مشخصات این مهاربندها در جدول (۴) آورده شده است.

در شکل (۱۲) نتایج آنالیز پوش‌آور چهار نمونه مورد بررسی آورده شده است. با توجه به این نمودار ملاحظه می‌شود که با افزایش فاصله ستونچه‌ها ظرفیت نهایی مهاربندها ابتدا افزایش پیدا کرده و بعد از نمونه KS80 روند نزولی را پیش می‌گیرد. ولی جابجایی نهایی به طور تقریباً یکنواخت کاهش و سختی جانبی نیز افزایش می‌یابد.

این تغییرات را این گونه می‌توان توجیه نمود که با افزایش فاصله ستونچه‌های میانی زاویه اعضای K شکل با راستای اعمال نیرو کاهش می‌یابد و در نتیجه نیروی بیشتری را جذب نموده و با توجه به این که سختی جانبی مهاربندهای K شکل عمده‌تاً وابسته به این اعضا است، باعث افزایش سختی مهاربند می‌گردد. با افزایش جذب نیرو توسط این اعضا مقاومت نهایی مهاربند و همچنین تمرکز تنش در اتصالات اعضای K شکل افزایش می‌یابد که باعث خرابی مهاربند در جابجایی‌های کم‌تر می‌شود. در شکل (۱۴) مود خرابی دو نمونه KS30 و KS80 نشان داده شده است.

جدول ۴- مهاربندهای تهیه شده برای بررسی تأثیر فاصله

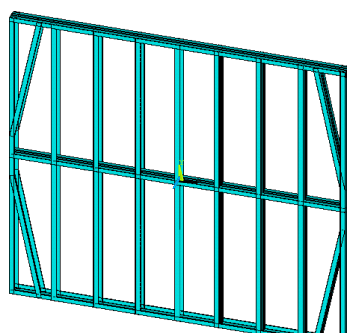
نام نمونه	ستونچه‌ها		
	فاصله ستونچه‌ها (mm)	طول المان K (mm)	زاویه المان k (درجه)
KS30	۳۰۰	۱۰۴۰	۷۹/۲
KS60	۶۰۰	۱۱۳۰	۶۴/۶
KS80	۸۰۰	۱۲۳۰	۵۵/۵
KS120	۱۲۰۰	۱۵۰۰	۴۲/۷



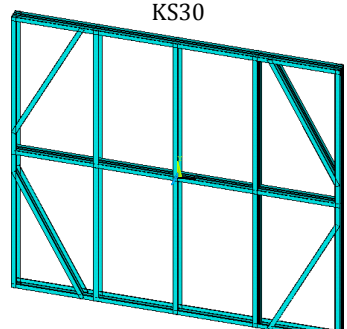
شکل ۱۲- تأثیر فاصله ستونچه‌ها بر ظرفیت مهاربند K

شکل

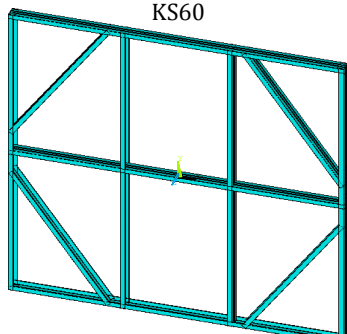
همان‌طور که ملاحظه می‌شود، با افزایش فاصله ستونچه‌ها تمرکز تنش در محل اتصال اعضای K شکل و ستونچه‌های کناری افزایش یافته است. در مورد نمونه KS120 اتفاقی مشابه K050 رخ داده و ستونچه‌های مقابل المان‌ها K شکل حذف شده و این امر باعث کاهش مقاومت نهایی این نمونه شده است.



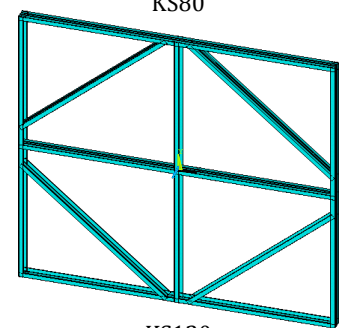
KS30



KS60



KS80



KS120

شکل ۱۳- مدل‌های نرم‌افزاری جهت بررسی تأثیر فاصله ستونچه‌ها

تهیه مدل‌های المان محدود مشخصات سازه‌ای مانند اثرات تنش‌های پسماند، تغییر شکل‌های اولیه مقاطع و رفتار غیر خطی مصالح نیز در نظر گرفته شده است. برای صحت‌سنجی مدل‌های نرم‌افزاری از نتایج آزمایشگاهی Zeynalian و همکاران (۲۰۱۲) استفاده شده است. از مهم‌ترین نتایج این پژوهش می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

تغییر نسبت ابعادی، تأثیری بر مقاومت نهایی، سختی و پارامترهای لرزه‌ای مهاربند ندارد.

- افزایش ضخامت مقاطع باعث تغییر نوع خرابی از کماتش المان‌های K شکل به تمرکز تنش در اتصالات شده است.
- با تقویت اتصالات مهاربند متناسب با ضخامت مقاطع می‌توان از خرابی پیش از موعد اتصالات جلوگیری کرد و از حداکثر ظرفیت اعضای مهاربند استفاده کرد.
- با افزایش ضخامت مقاطع، جابجایی نهایی متناسب با ظرفیت نهایی مهاربند افزایش می‌یابد.
- با افزایش فاصله ستونچه‌ها، ظرفیت نهایی و سختی جانبی مهاربندها افزایش پیدا کرده و جابجایی نهایی به طور تقریباً یکنواخت کاهش می‌یابد.
- افزایش فاصله ستونچه‌ها باعث کاهش شکل‌پذیری مهاربند و در نتیجه کاهش  $R_d$  می‌شود، ولی از سوی دیگر با افزایش فاصله ستونچه‌ها  $\Omega_0$  افزایش می‌یابد. در مجموع تغییر فاصله ستونچه‌ها بر ضریب  $R$  تأثیر چندانی ندارد.
- ستونچه‌های مقابل اعضای  $K$  یکی از مهم‌ترین مسیرهای انتقال نیرو جذب شده هستند و حذف این اعضا در بعضی از نمونه‌ها، باعث کاهش ظرفیت آن‌ها شده است.

## ۱۱- مراجع

مقدم ح، "مهندسی زلزله مبانی و کاربرد"، ویرایش هفتم، نشر کتاب دانشگاهی، ۱۳۸۷.

Adham S, Avanesian V, Hart G, Anderson R, Emlinger J, Gregory J, "Shear wall resistance of lightgauge steel stud wall systems", Earthquake Spectra, 1990, 6, 1-14.

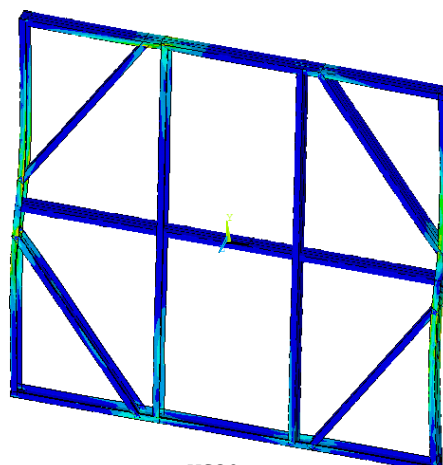
AISI, "Standard for cold-formed steel framing- Lateral design", Washington, D.C.: American Iron and Steel Institute, 2007.

"ANSYS® Academic Research", 14.50, Ed., 2013.

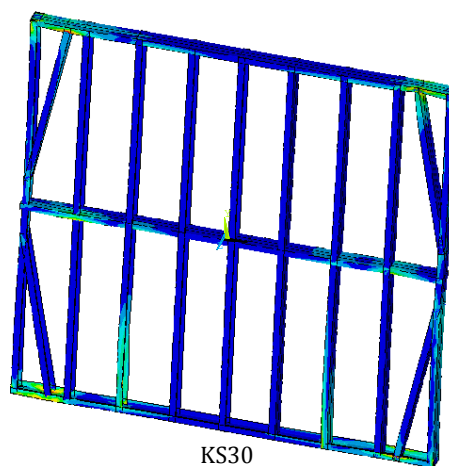
AS/NZS4600., "Cold-formed steel structures", Australian Building Codes Board, 2005.

B.S.S.Council, "FEMA-356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000.

B.S.S. Council, "FEMA 450, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures: Provisions/ Prepared by the Building Seismic Safety Council", Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences, 2004.



KS80



KS30

شکل ۱۴- مود کماتش مهاربندهای KS30 و KS80

جدول ۵- تأثیر تغییر فاصله ستونچه‌ها بر پارامترهای لرزه‌ای

مهاربند	$\mu$	$R_d$	$\Omega$	$R$
KS30	۲/۷۸	۲/۱۳	۱/۴۰	۲/۹۹
KS60	۲/۵۸	۲/۰۴	۱/۶۶	۳/۳۹
KS80	۲/۴۲	۱/۹۶	۱/۸۴	۳/۶۲
KS120	۲/۱۲	۱/۸۰	۱/۸۱	۳/۲۷
میانگین	۲/۴۸	۱/۹۸	۱/۶۸	۳/۳۱

در جدول (۵ جدول ۵) تأثیر تغییر فاصله ستونچه‌ها بر پارامترهای لرزه‌ای نشان شده است. با توجه به این جدول با افزایش فاصله ستونچه‌ها، شکل‌پذیری مهاربند و در نتیجه آن  $R_d$  کاهش می‌یابد ولی از سوی دیگر با افزایش فاصله ستونچه‌ها  $\Omega_0$  افزایش می‌یابد. در مجموع ضریب  $R$  که برابر حاصل ضرب این دو مقدار است، تغییر چندانی نداشته است.

## ۱۰- نتیجه‌گیری

در این مقاله تأثیر پارامترهای سازه‌ای شامل فاصله ستونچه‌ها، ضخامت مقاطع و نسبت ابعاد مهاربند بر ظرفیت، سختی و پارامترهای لرزه‌ای مهاربند K مورد بررسی قرار گرفته است. در

- Hibbitt H, Karlsson B, Sorensen P, ABAQUS/standard: User's Manual vol. 1: Hibbitt, Karlsson & Sorensen, 1998.
- Lai SSP, Biggs JM, "Inelastic response spectra for aseismic building design", Journal of the Structural Division, 1980, 106, 1295-1310.
- Lim JB, Nethercot DA, "Finite element idealization of a cold-formed steel portal frame", Journal of Structural Engineering, 2004, 130, 78-94.
- Miranda E, Bertero VV, "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design", Earthquake spectra, 1994, 10, 357-379.
- Moghimi H, Ronagh HR, "Better connection details for strap-braced CFS stud walls in seismic regions", Thin-Walled Structures, 2009, 47, 122-135.
- Newmark NM, Hall WJ, "Seismic design criteria for nuclear reactor facilities", Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standard, U.S. Report No. 46, 1973.
- Rogers C, Hancock G, "Ductility of g550 sheet steels in tension-elongation measurements and perforated tests", University of Sydney, 1996.
- Schafer B, Peköz T, "Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses", Journal of Constructional Steel Research, 1998, 47, 193-210.
- Sivakumaran K, Abdel-Rahman N, "A finite element analysis model for the behaviour of cold-formed steel members", Thin-walled structures, 1998, 31, 305-324.
- Zeynalian M, "Seismic performance of cold formed steel structures, and risk analysis and management for use in earthquake prone regions", Ph.D, University of Queensland, 2012.
- Zeynalian M, "Axial Compression Capacity of Cold Formed Steel C-Channel Single Stud Section", presented at the 7th National Congress on Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran, 2013.
- Zeynalian M, Ronagh H, "A numerical study on seismic characteristics of knee-braced cold formed steel shear walls", Thin-Walled Structures, 2011, 49, 1517-1525.
- Zeynalian M, Ronagh H, "A numerical study on seismic performance of strap-braced cold-formed steel shear walls", Thin-Walled Structures, 2012, 60, 229-238.
- Zeynalian M, Ronagh H, Hatami S, "Seismic characteristics of K-braced cold-formed steel shear walls", Journal of Constructional Steel Research, 2012, 77, 23-31.

## EXTENDED ABSTRACT

# A Numerical Study on Seismic Behavior of K-Braced Cold Formed Steel Frames

Hossein Tajmir Riahi\*, Mehran Zaynalian, Amin Rabiei

Department of Civil and Transportation Engineering, University of Isfahan, Isfahan, Iran

Received: 16 April 2016; Accepted: 08 October 2016

### Keywords:

Cold-Formed Steel Structure, K-braced, Seismic response modification factor, Lateral stiffness, Ultimate capacity

## 1. Introduction

The use of cold-formed steel (CFS) members as the main framing elements in a structure is becoming more accepted in the housing industry, especially in low rise residential buildings, due to its unique advantages such as being cost-effective, light-weight and very easy to work with. One of commercially utilized types of lateral resistant systems for CFS structures is the K-braced system. Despite the research performed on this kind of bracing system, still there are many parameters that their influences on the lateral performances of the walls under static and dynamic loading have not been studied. Hence, more research work is required in order to clarify the many different aspects of the seismic performance of K-braced CFS shear walls, including rational estimation of the response modification factor,  $R$ , as well as the achievable ductility and strength.

## 2. Methodology

In this paper, push-over analysis is used to investigate the influence of different parameters on the capacity and seismic response modification factor of K-braced cold-formed steel frame. The parameters considered in this research include: K-braced frame aspect ratio, distance of studs, and thickness of sections. Numerical models are verified using experimental analysis results (Zeynalian et al., 2012). Material nonlinearity and residual stresses are considered in the models using the stress– strain curve obtained from coupon tests (Fig. 1).

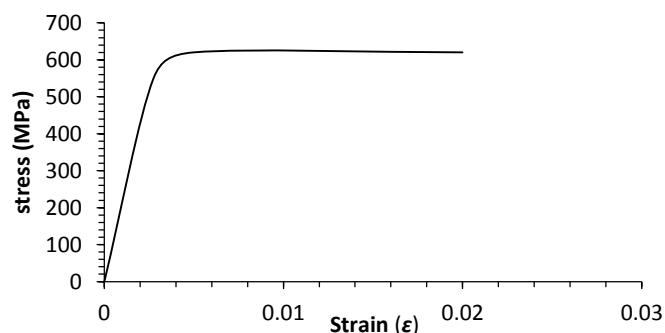


Fig. 1. Stress–strain curve of cold formed steel (Rogers and Hancock, 1996)

\* Corresponding Author

E-mail addresses: tajmir@eng.ui.ac.ir (Hossein Tajmir Riahi), m.zeynalian@eng.ui.ac.ir (Mehran Zaynalian), amin.rabiei@eng.ui.ac.ir (Amin Rabiei).

Also, the effects of geometric imperfection are applied to the models using very small lateral concentrated loads which generate first mode deformed shape (Zeynalian, 2013). Results of pushover analysis are idealized by bilinear curves using the method presented in FEMA 356 standard (2000) (Fig. 2) and then R factors of braces are calculated.

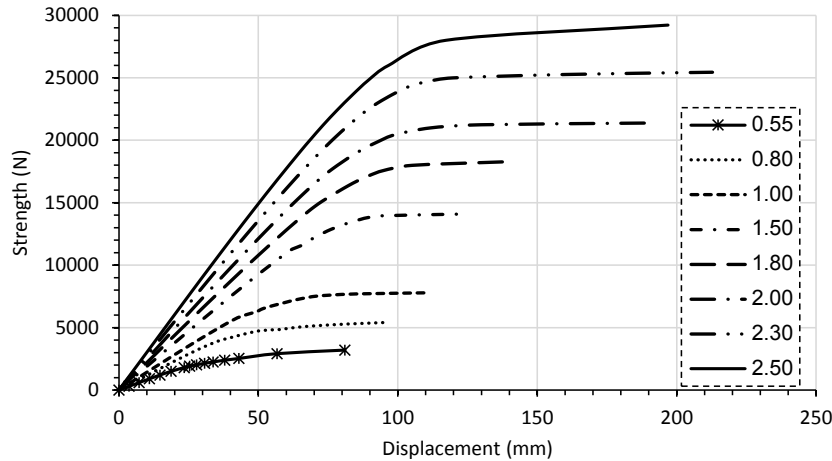


Fig. 2. Pushover results for K-braces with different thickness

### 3. Conclusions

After scrutinizing the obtained outcomes it was found that the aspect ratio of frame does not have any influences on the lateral capacity of the frames. However, by increasing the distance of studs & thickness of sections, ultimate lateral capacity will be increased first and then decreased. By changing the thickness of sections, the failure mode of the specimens is changed from buckling of elements to local buckling in the K-elements near studs connections. Also, changes of R factor have not a clear trend and it changes between 2.2 to 3.4.

### 4. References

- B. S. S. Council, "FEMA-356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", ed: Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000.
- Rogers C, Hancock G, "Ductility of g550 sheet steels in tension-elongation measurements and perforated tests", University of Sydney, 1996.
- Zeynalian M, "Axial Compression Capacity of Cold Formed Steel C-Channel Single Stud Section", presented at the 7th National Congress on Civil Engineering, 2013, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran.
- Zeynalian M, Ronagh H, Hatami S, "Seismic characteristics of K-braced cold-formed steel shear walls", Journal of Constructional Steel Research, 2012, 77, 23-31.