

بررسی رفتار لرزه‌ی قاب‌های سرد نورد شده‌ی فولادی با پوشش صفحه‌ی سیمان فایبری

مه‌وان زینلیان* (استادیار)

علی زارع زاده شهرسی (دانشجوی کارشناسی ارشد)
دانشکده‌ی هندی عمران، دانشگاه اصفهان

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۶ (۱۳۹۶)
دوری ۲ - ۳۳، شماره‌ی ۴/۲، ص. ۹۰-۸۱

سازه‌های فولادی سرد نورد شده در مقایسه با سایر انواع سازه‌های ساختمانی، از قبیل: سازه‌های فولادی معمولی، سازه‌های بتن‌آرمه و سازه‌های سنتی، محاسن قابل توجهی از جمله: سبکی قابل توجه وزن و سرعت بالای ساخت دارند. یکی از سیستم‌های مقاوم در مقابل نیروهای جانبی در ساختمان‌های فولادی سبک، دیوار برشی با پوشش صفحه‌ی سیمان فایبری است. در نوشتار حاضر، رفتار لرزه‌ی دیوار برشی سرد نورد شده‌ی فولادی با پوشش صفحه‌ی سیمان فایبری بررسی شده است. برای این منظور از تحلیل المان محدود غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار ANSYS استفاده شده است که در آن تأثیر برخی از مشخصات هندسی قاب‌ها، مانند: نسبت عرض به ارتفاع، ضخامت ستونچه‌ها، ضخامت صفحه‌ی سیمان فایبری و فاصله‌ی ستونچه‌های قاب‌ها بررسی شده است. پارامترهای بیشترین ظرفیت باربری دیوار و شکل‌پذیری آن، از جمله پارامترهای اصلی مورد استفاده جهت مقایسه‌ی قاب‌ها هستند و ضریب رفتار قاب‌های بررسی شده با مقادیر آیین‌نامه‌های موجود مقایسه شده است.

واژگان کلیدی: دیوار برشی، رفتار لرزه‌ی، قاب سرد نورد شده‌ی فولادی، ضریب رفتار، صفحه‌ی سیمان فایبری.

m.zeynalian@eng.ui.ac.ir
alizarezadeh1367@yahoo.com

۱. مقدمه

کاربرد زیادی دارد. سازه‌های LSF در مقایسه با سایر انواع سازه‌های ساختمانی، از قبیل: سازه‌های فولادی معمولی، سازه‌های بتن‌آرمه و سازه‌های سنتی، محاسن قابل توجهی از جمله سبکی قابل توجه وزن و سرعت بالای ساخت دارند. علاوه بر موارد ذکر شده، امکان تولید انبوه و صنعتی‌سازی، کنترل بالای کیفیت ساخت و اجرا از دیگر مزایای سازه‌های مذکور محسوب می‌شوند. در سازه‌های LSF، ستون‌هایی با ضخامت کم و جدار نازک، جایگزین ستون‌های جعبه‌ی شکل می‌شوند. از انواع سیستم‌های مهاربند جانبی که در سازه‌های LSF استفاده می‌شود، می‌توان به مهاربند تسمه قطری، مهاربند K شکل، مهاربند زانویی، دیوار برشی صفحات سیمانی فایبری^۳، ورق فولادی و صفحات پوششی OSB^۴ و گچ برگ اشاره کرد. نمونه‌ی از قاب فولادی سرد نورد شده با پوشش صفحه‌ی سیمان فایبری در شکل ۱ مشاهده می‌شود.

از جمله موارد حائز اهمیت در مورد طراحی انواع سازه‌ها در مقابل زلزله که مستقیماً در طراحی تمام اجزاء سازه‌ی ساختمان از جمله اعضاء باربر و اتصالات نقش مؤثری ایفا می‌کند، مقدار ضریب رفتار سازه^۵ (R) است. مفهوم ضریب رفتار بر این اساس است که سازه‌هایی که به‌صورت اصولی طراحی و اجرا شده‌اند، رفتار انعطاف‌پذیر دارند و قادر به تحمل تغییر شکل‌های بالا قبل از گسیختگی نهایی

سیستم ساختمانی سبک فولادی (LSF)^۱ که از مقاطع سرد نورد شده‌ی فولادی (CFS)^۲ ساخته می‌شود، در حدود ۲۰ سال است که به شکل گسترده در تولید صنعتی انواع ساختمان‌های اداری، تجاری و مسکونی به‌کار می‌رود و به‌عنوان جایگزین مناسبی برای روش‌های سنتی ساخت، جایگاه ویژه‌ی در صنعت ساخت و ساز کشورهای پیشرفته یافته است.^[۱]

نتایج بررسی‌ها نشان می‌دهد استفاده از سیستم LSF، علاوه بر اینکه سرعت اجرا را دست‌کم ۲ برابر می‌کند، منجر به کاهش ۴۰ درصدی در فولاد مصرفی خواهد شد. سیستم مذکور به دلیل مزایای فراوان، از جمله: سرعت و کیفیت بالای ساخت و عملکرد لرزه‌ی مناسب در سال‌های اخیر در بسیاری از کشورهای دنیا رواج قابل توجهی یافته است. از سال ۱۹۹۰ به دلایل زیادی، از جمله: افزایش قیمت چوب و محدود بودن منابع تهیه‌ی آن، مشکلات زیست‌محیطی، نیاز به تولید سریع و انبوه مسکن و ضرورت استفاده از پیش‌ساخته‌سازی سیستم LSF کاربرد وسیعی یافت، به‌طوری که امروزه سیستم LSF در آمریکا، کانادا، استرالیا، ژاپن و بسیاری از کشورهای دیگر در احداث ساختمان‌های تجاری و مسکونی کوتاه‌مرتبه و میان‌مرتبه

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۴/۱۰/۲، اصلاحیه ۱۳۹۵/۳/۸، پذیرش ۱۳۹۵/۳/۲۲

در سال ۲۰۱۱، مطالعات تجربی بر روی مقاومت جانبی پانل‌های برشی از طریق بارگذاری یکنواخت انجام شده و در کل ۱۳ پانل با دو ضخامت مختلف (۹ و ۱۲ میلی‌متری) و ۳ نوع صفحه‌ی پوششی مختلف که شامل ۵ پانل با صفحه‌ی پوششی گچی، ۶ پانل با صفحه‌ی پوششی کلسیم سیلیکات^۷، ۲ پانل با صفحه‌ی پوششی OSB و ۱ پانل بدون پوشش مطالعه شده و این نتایج به‌دست آمده است:^[۶]

-- بیشترین و کمترین شکل‌پذیری به ترتیب برای پانل با پوشش گچ‌برگ ۹ میلی‌متری ($\mu = 8$) و پانل با پوشش کلسیم سیلیکات ۹ میلی‌متری با شکل‌پذیری کمتر از ۳ بوده است.

-- بیشترین و کمترین مقاومت نهایی به ترتیب برای پانل با پوشش OSB ۹ میلی‌متری (۴۴ کیلو نیوتن) و پانل با پوشش گچ‌برگ ۹ میلی‌متری (۱۷ کیلو نیوتن) به‌دست آمده است. همچنین مقاومت نهایی، سختی، جذب انرژی و نسبت شکل‌پذیری برای دیوارهای پوشیده شده با پوشش کلسیم سیلیکات، گچ و OSB مطالعه و نسبت شکل‌پذیری دیوار فولادی سرد نورد شده‌ی مورد مطالعه ارائه شده است.

در سال ۲۰۱۲، نیز مقاومت جانبی و رفتار لرزه‌ی پانل‌های برشی با صفحات پوششی کلسیم سیلیکات توسط بارگذاری‌های یکنواخت و چرخه‌ی (۳ نمونه تحت بارگذاری چرخه‌ی ۵ نمونه تحت بارگذاری یکنواخت) بررسی شد و طراحی نمونه‌ها به گونه‌ی بود که رفتار نمونه‌ها، تابع مقاومت اتصالات صفحات پوششی با اعضا قاب باشد (تا از بیشینه‌ی مقاومت صفحات استفاده شود)، یعنی با توجه به مقاومت اتصالات مذکور، بقیه‌ی اعضا طراحی و نصب شده بودند. خرابی نمونه‌های مورد آزمایش در حالت کلی به ترتیب شامل این موارد بوده است:^[۷]

-- کج شدن پیچ‌های اتصال؛

-- لهیدگی پوشش‌ها؛

-- خارج شدن پیچ‌های اتصال؛

-- و در نهایت، چرخش صلب ورق‌های پوششی.

با توجه به نتایج به‌دست آمده، نتیجه گرفته شد که مقاومت نهایی و جذب انرژی پانل‌ها با افزایش ضخامت صفحات پوششی و کاهش فاصله‌ی پیچ‌ها افزایش می‌یابد. پانل‌های با صفحات پوششی ۱ تکه، نسبت به پانل‌های با پوشش ۲ تکه، تغییر شکل کمتری دارند. این در حالی است که مقاومت جانبی نهایی هر دو پانل یکسان بوده است.

در بررسی مطالعات تجربی دیگری در همان سال،^[۸] بر روی پانل‌های برشی فولادی سرد نورد شده (CFS)^۸ با انجام آزمایش بارگذاری یکنواخت بر روی ۱۳ پانل برشی با صفحه‌ی پوششی OSB، مقاومت نهایی و رفتار پانل‌های مذکور بررسی شد و این نتایج به‌دست آمد:

-- بیشترین آسیب‌ها در محل نگهدارنده‌ها و ترک تحتانی مجاور آن مشاهده می‌شود.

-- خرابی‌های به‌وجود آمده در محل نگهدارنده‌ها، مانع مشارکت بیشینه‌ی ورق‌های پوششی در مقاومت جانبی می‌شود.

-- کج‌شدگی و خروج پیچ‌ها از اتصال، نوع دیگری از خرابی مورد مشاهده بود.

-- مقاومت اندازه‌گیری شده‌ی پانل‌های دیوار را می‌توان با دقت قابل قبول با استفاده از معادلات طراحی پیش‌بینی کرد.



شکل ۱. قاب فولادی سرد نورد شده با پوشش صفحه‌ی سیمان فایبری.

هستند. به عبارت دیگر، مقاومت لرزه‌ی که از آیین‌نامه‌های طراحی به‌دست می‌آیند، عمدتاً از مقاومتی که برای حفظ سازه در محدوده‌ی خطی کشسان در هنگام زلزله لازم است، کمتر است. نسبت این کاهش مقاومت از حالت خطی سازه به حالت غیرخطی واقعی آن با ضریب R نمایش داده می‌شود.^[۲]

یکی از مراکز پیشرو پژوهشی در زمینه‌ی سازه‌های سرد نورد شده، مؤسسه‌ی فولاد و آهن آمریکا است. AISI،^[۲] تاکنون مجموعه‌ی استانداردهای مختلفی را در زمینه‌ی سازه‌های LSF تدوین و منتشر کرده است که از جمله‌ی آنها، استاندارد طراحی جانبی است که برای سیستم‌های باربر جانبی از جمله دیوار برشی با ورق فولادی نازک، دیوار برشی با سایر مصالح و بادبند ضربه‌ی فولادی، به ترتیب مقادیر ضریب رفتار ۲، ۴ و ۶ را ارائه کرده است. آیین‌نامه‌ی کشور استرالیا AS/NZS ۴۶۰۰^[۲] یکی دیگر از آیین‌نامه‌های پیشرو در زمینه‌ی طراحی سازه‌های سرد نورد شده است که در آن برای طراحی سازه‌های LSF در برابر زلزله ضریب رفتار ۲ پیشنهاد شده است. آیین‌نامه‌ی مذکور، استفاده از ضرایب بالاتر را منوط به انجام مطالعات دقیق جداگانه برای سازه‌های مختلف کرده است. علاوه بر آیین‌نامه‌های طراحی، پژوهشگران زیادی مطالعات و پژوهش‌هایی را پیرامون ضریب رفتار لرزه‌ی سازه‌های LSF انجام داده‌اند. با وجود مطالعات سازه‌ی بسیار محدودی که بر روی سیستم باربر جانبی مذکور با پوشش صفحه‌ی سیمانی انجام شده است، ولی به‌صورت گسترده در صنعت ساختمان استفاده می‌شود.

مطالعات تئوری و آزمایشگاهی گسترده‌ی (۲۰۰۴) بر روی رفتار لرزه‌ی سیستم‌های مختلف مقاوم جانبی سازه‌های LSF به‌صورت آزمایش‌های بارگذاری یکنواخت و چرخه‌ی بر روی پانل‌های کامل و دارای بازشو با صفحات فلزی موج‌دار و OSB با ابعاد یکسان انجام شده و در نهایت، رفتار و پارامترهای مختلف لرزه‌ی پانل‌های مورد آزمایش با هم مقایسه شده است. با مقایسه‌ی کیفی پانل‌های با صفحات فلزی موج‌دار و OSB مشاهده شده است که با افزایش جابه‌جایی، هر دو سختی اولیه‌ی تقریباً یکسانی دارند، ولی پانل‌های با صفحات OSB خرابی ناگهان‌تری نسبت به پانل‌های صفحات موج‌دار دارند. در هر دو نوع پانل ذکر شده، وجود صفحات گچ‌برگ با عنوان پوشش داخلی باعث افزایش حدود ۱۷ درصدی بار نهایی می‌شود و همچنین شکل‌پذیری را اندکی افزایش می‌دهد. ولی در دیگر پارامترها مانند سختی اولیه، تأثیر چندانی ندارد. در نهایت، برای سطح ایمنی جانی ضریب رفتاری بین ۱/۵ تا ۲ و برای سطح باربری نهایی قاب ضریب رفتاری بین ۲ تا ۳ پیشنهاد شده است.^[۵]

در نوشتار حاضر، رفتار لرزه‌ی دیوار برشی سرد نورد شده‌ی فولادی با پوشش صفحه‌ی سیمان فایبری با استفاده از نرم‌افزار ANSYS بررسی شده است که شامل مطالعه‌ی برخی از مشخصات هندسی قاب‌ها مانند: نسبت عرض به ارتفاع، ضخامت ستونچه‌ها، ضخامت صفحه‌ی سیمان فایبری و فاصله‌ی ستونچه‌های قاب‌هاست. همچنین با محاسبه‌ی ضریب رفتار قاب‌های بررسی شده، مقادیر به‌دست آمده با مقادیر آیین‌نامه‌های موجود مقایسه شده است.

۲. معرفی نمونه

۲.۱. مشخصات ستونچه

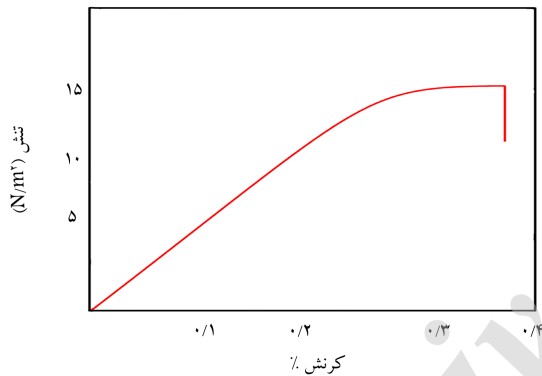
به منظور بررسی ظرفیت فشاری از ستونچه با مقطع ناودانی (C شکل) به ابعاد $90 \times 36 \times 0.755$ و طول 1200 میلی‌متر استفاده شده است. مشخصات ابعاد مقطع ستونچه در شکل ۲ مشاهده می‌شود.

با در نظر گرفتن تمامی فرضیات مطرح شده و اعمال آنها در نرم‌افزار Ansys، [۱۱] تحلیل استاتیکی غیرخطی برای ستونچه‌ی فولادی سرد نورد شده انجام شده است. طبق تحلیل انجام شده، ظرفیت فشاری ستونچه با در نظر گرفتن اثرات تنش‌های پسماند و نقص‌های هندسی اولیه، 1071185 کیلو نیوتن به‌دست آمده است (شکل ۳).

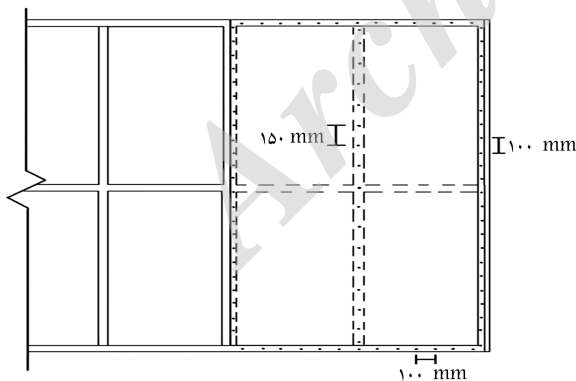
قاب‌های فولادی استاندارد، که در پژوهش حاضر مطالعه شده‌اند، براساس نمونه‌های آزمایشگاهی زینلیان و رونق است که طول تمام اعضا 2400 میلی‌متر و $w=h=2400$ و فاصله‌ی بین ستونچه‌ها 600 میلی‌متر بوده است.

۲.۲. پوشش سیمان فایبری^۹

پوشش سیمان فایبری در ابعادی با عرض 1200 میلی‌متر و ارتفاع 2400 میلی‌متر



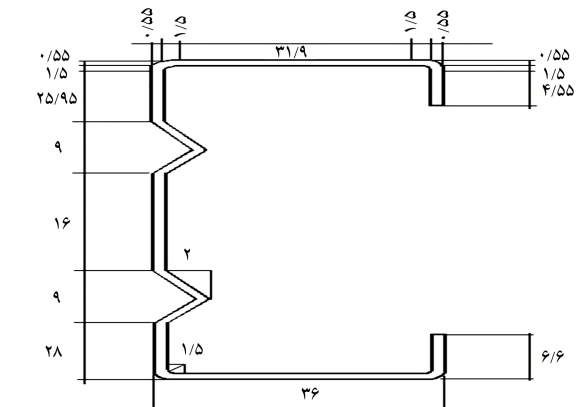
شکل ۴. منحنی تشنش - کرنش پوشش سیمان فایبری. [۱۱]



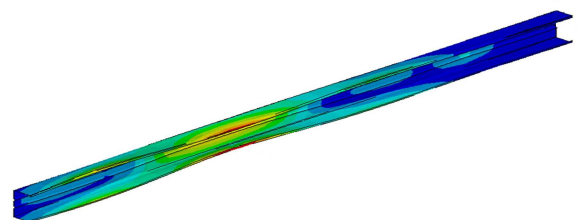
شکل ۵. جزئیات فاصله‌ی پیچ. [۹]

جدول ۱. مشخصات مکانیکی پیچ خودکار $8g \times 30mm$. [۹]

نوع	مشخصه	مقدار
۱	نیروی برشی	$4/5$ کیلو نیوتن
۲	نیروی کششی	$6/9$ کیلو نیوتن



شکل ۲. مشخصات مقطع ستونچه. [۹]



شکل ۳. خروجی تحلیل غیرخطی ستونچه با در نظر گرفتن اثر نقص‌های اولیه و تنش‌های پسماند.

جدول ۲. پارامترهای موجود در محاسبه‌ی ظرفیت اتصال [۱۲].

d	قطر اسمی پیچ خودکار
t_1	ضخامت عضوی که در تماس با سر پیچ خودکار با واشر قرار دارد.
t_2	ضخامت عضوی که در تماس با سر پیچ خودکار با واشر قرار ندارد.
t_c	کمترین مقدار بین عمق نفوذ پیچ و ضخامت t_2
F_{u1}	مقاومت کششی عضوی که در تماس با سر پیچ خودکار با واشر قرار دارد.
F_{u2}	مقاومت کششی عضوی که در تماس با سر پیچ خودکار با واشر قرار ندارد.
d_w	قطر مؤثر مقاومت بیرون کشیدگی ورق از سر پیچ
F_u	مقاومت کششی عضو متصل شده
A_{nv}	سطح خالص تحت اثر برش (موازی با نیرو)
n	تعداد پیچ‌ها در مقطع بحرانی
t	ضخامت فلز پایه‌ی مقطع
A_e	مساحت خالص مؤثر تحت کشش
U_{s1}	ضریب تأخیر برشی طبق جدول
U_{st}	ضریب پراکنندگی
A_{nt}	سطح خالص تحت کشش (عمود بر نیرو)

جدول ۳. ضرایب اطمینان و کاهش مقاومت برای پارگی.

نوع اتصال	$\Omega(ASD)$	$\phi(LRFD)$
جوش	۲/۵	۰/۶
پیچ و مهره	۲/۲۲	۰/۶۵
پیچ خودکار	۳	۰/۵

جدول ۴. ظرفیت اتصال پیچ.

راستا	X	Y	Z
ظرفیت اتصال N	۲۰۲/۵	۴۴۸/۵	۲۰۲/۵

۳.۴.۲. پارگی

مقدار مقاومت اسمی پارگی قطعه (R_n) برای اتصالات پیچی خودکار، کمینه‌ی مقدار به‌دست آمده از مقادیر بدست آمده در بخش‌های ۴.۴.۲ و ۵.۴.۲ است. مقدار ضریب اطمینان و ضریب کاهش مقاومت ارائه شده در جدول ۳ باید در تعیین مقاومت مجاز یا طراحی به‌کار روند. [۱۲]

۴.۴.۲. پارگی برشی

مقاومت برشی اسمی (V_n)، از رابطه‌ی ۶ و A_{nv} (سطح خالص تحت اثر برش موازی با نیرو) در آن از رابطه‌ی ۷ محاسبه می‌شود: [۱۲]

$$V_n = 0.6F_u A_{nv} = 0.6 \times 14795 \times 4571 = 405N \quad (6)$$

$$A_{nv} = 2nt_{net} = 2 \times 2 \times 0.55 \times 2075 = 4571 \text{ mm}^2 \quad (7)$$

۵.۴.۲. پارگی کششی

مقاومت کششی اسمی پارگی (T_n)، از رابطه‌ی ۸ و A_e مساحت خالص مؤثر تحت کشش) در آن از رابطه‌ی ۹ محاسبه می‌شود: [۱۲]

$$T_n = F_u A_e = 14795 \times 8172 = 1213794N \quad (8)$$

$$A_e = U_{st} U_{s1} A_{nt} = 1 \times 1 \times 8172 = 8172 \text{ mm}^2 \quad (9)$$

در نهایت، ظرفیت اتصال در جهت‌های X، Y و Z به این صورت است:

$$V_n = 20275N \quad \text{ظرفیت برشی:}$$

$$P_{nov} = 44875N \quad \text{ظرفیت کششی:}$$

بنابراین براساس آیین‌نامه‌ی طراحی و اجرای سازه‌های فولادی سرد نورد شده، [۱۲] ظرفیت اتصال پیچ‌ها در راستای X و Z (موازی پوشش سیمان فایبری) و Y (عمود بر پوشش سیمان فایبری) بر حسب نیوتن در جدول ۴ ارائه شده است:

۳. بررسی عددی قاب‌های فولادی سرد نورد شده با

پوشش سیمان فایبری

تحلیل غیرخطی بارافزون^{۱۵} با استفاده از نرم‌افزار ANSYS انجام شده است. این تحلیل به گونه‌ی است که بارگذاری طبق الگوی خاصی افزایش پیدا می‌کند. با افزایش بار و متناسب با آن افزایش تنش در اعضا، اعضاء ضعیف‌تر و حالت‌های شکست در قاب مشخص می‌شوند. یادآور می‌شود رفتار غیرخطی مواد و اثر تنش‌های پسماند نیز در مدل‌سازی مذکور در نظر گرفته شده‌اند. [۱۳]

با توجه به تبدیل واحد در USG^{۱۱} از گیج^{۱۲} به میلی‌متر، ۴۱۷۶ در نظر گرفته شده است. برای اتصال پیچ خودکار از مقادیر ضریب اطمینان ($\Omega = 2$) و ضریب کاهش مقاومت ($\phi = 2$) استفاده می‌شود، مگر در مواردی که مقدار دیگری ارائه شود. فاصله‌ی بین پیچ‌های خودکار از یکدیگر نباید از ۳d کمتر شود. کمینه‌ی فاصله پیچ خودکار از لبه و انتهای عضو نباید از ۱/۵d کمتر شود. [۱۲]

۱.۴.۲. مقاومت برشی

مقاومت برشی اسمی هر پیچ (p_{ns}) در حالتی که جدا شدن صفحات از هم تعیین کننده باشد و در حالتی که ضخامت عضوی که در تماس با سر پیچ خودکار با واشر قرار ندارد، به ضخامت عضوی که در تماس با سر پیچ خودکار با واشر است، کوچک‌تر یا مساوی باشد ($\frac{t_2}{t_1} \leq 1$)، مطابق روابط ۱ الی ۳ تعیین می‌شود: [۱۲]

$$P_{ns} = 472(t_1^2 d)^{(1/2)} F_{u2} = 2158747N \quad (1)$$

$$P_{ns} = 277t_1 d F_{u1} = 84176N \quad (2)$$

$$P_{ns} = 277t_2 F_{u2} = 3820775N \quad (3)$$

۲.۴.۲. مقاومت کششی

پیچ‌های خودکاری که تحت اثر نیروی کششی قرار می‌گیرند، باید سر پیچ‌های خودکار و واشرهای با قطرهای d_h یا d_w بیش از ۸ میلی‌متر داشته باشند. باید ضخامت اسمی واشر برای صفحات با ضخامت t_1 بیشتر از ۰/۷ میلی‌متر ($t_1 > 0.7$)، به مقدار کمینه‌ی ۱/۲۷ میلی‌متر و برای صفحات با ضخامت t_1 کمتر یا مساوی ۰/۷ میلی‌متر ($t_1 \leq 0.7$)، به مقدار کمینه‌ی ۰/۶۱ میلی‌متر باشد. [۱۲]

مقاومت اسمی بیرون کشیدگی^{۱۳} پیچ خودکار (p_{not}) از رابطه‌ی ۴ تعیین می‌شود: [۱۲]

$$P_{not} = 0.85 t_c d F_{u2} = 0.85 \times 0.55 \times 4176 \times 617 = 120475N \quad (4)$$

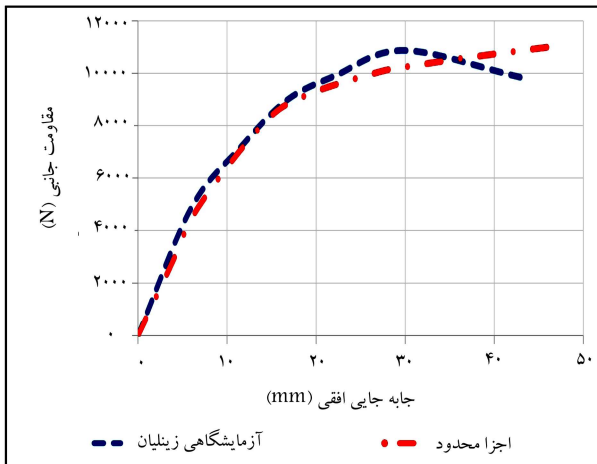
مقاومت مؤثر بیرون کشیدگی ورق^{۱۴} از سر پیچ (p_{nov}) از رابطه‌ی ۵ محاسبه می‌شود: [۱۲]

$$P_{nov} = 1.5 t_1 d_w' F_{u1} = 1.5 \times 5 \times 8 \times 14795 = 897N \quad (5)$$

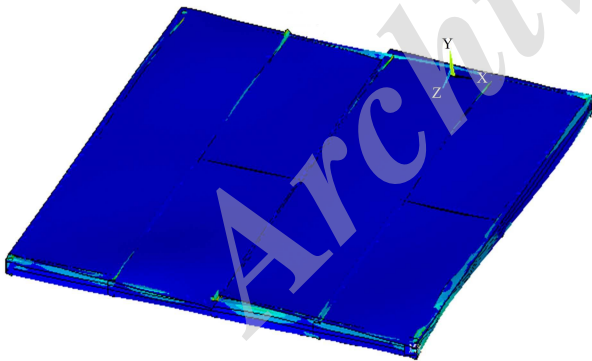
۱.۳. صحت سنجی

برای اطمینان از صحت مدل سازی های انجام شده در نرم افزار اجزاء محدود ANSYS، از نتایج آزمایشگاهی زینلیان و رونق^[۹] استفاده شده است. مقایسه منحنی نیرو - تغییر مکان تحلیل اجزاء محدود انجام شده و نتایج آزمایشگاهی زینلیان و رونق در شکل ۹ ارائه شده است که در آن بیشینه نیروی برشی در حدود ۱۱۰۳۰ نیوتن با بیشینه جابه جایی ۴۷/۲۴ میلی متر نشان داده شده است.

نتایج مندرج در شکل ۹ و همچنین جدول ۵ نشان می دهد که نتایج حاصل از آنالیز مدل اجزاء محدود و نتایج آزمایشگاهی به طور قابل قبولی به یکدیگر نزدیک هستند. شکل ۱۰، نیز دیاگرام تنش را در قاب فولادی سرد نورد شده نشان می دهد. همچنین اگرچه کماتش موضعی در تیرهای بالایی^{۱۶} مشاهده می شود، مطابق شکل ۱۱، حالت اول شکست در اتصال تیر بالایی به ستونچه کناری^{۱۷} اتفاق



شکل ۹. نمودار مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی قاب با پوشش صفحه‌ی سیمان فایبری و نتایج آنالیز غیرخطی مدل نرم‌افزاری.



شکل ۱۰. دیاگرام تنش در قاب فولادی سرد نورد شده.

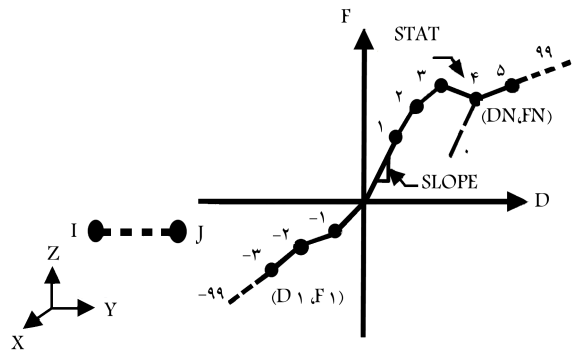
جدول ۵. مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی با مدل اجزاء محدود.

بیشینه‌ی		
جابه‌جایی (میلی متر)	مقاومت (نیوتن)	
۴۲/۹۳	۱۰۸۷۰	نمونه‌ی آزمایشگاهی
۴۷/۲۴	۱۱۰۳۰	مدل اجزاء محدود
٪۱۰	٪۱/۴	اختلاف

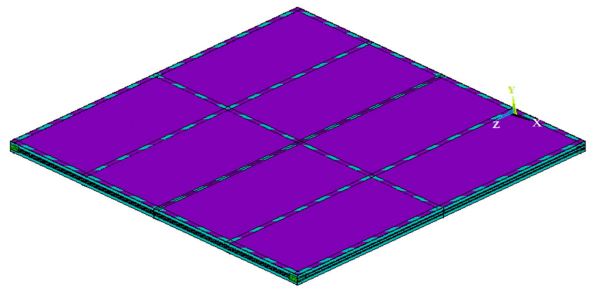
در مطالعه‌ی حاضر از المان ۴ گره‌ی SHELL۱۸۱ با ۶ درجه آزادی در هر گره، که در نرم افزار ANSYS برای مقاطع نازک و پوسته‌ی موجود است، جهت مقاطع سرد نورد شده و پوشش سیمان فایبری استفاده شده است. المان مذکور برای تحلیل های غیرخطی با تغییر شکل های بزرگ مناسب است و امکان در نظر گرفتن مشخصات ساختاری، مانند: نقص های هندسی اولیه، تنش های پسماند و مواد غیرخطی را می دهد. همچنین برای در نظر گرفتن رفتار اتصالات از المان COMBIN۳۹ در ۳ راستای محورهای X، Y و Z استفاده شده است. المان مذکور، یک المان فنر یک جهته با قابلیت تعریف نیرو - تغییر مکان غیرخطی است که می تواند در آنالیز قاب استفاده شود و در هر گره، قابلیت پیشگی بودن یا محوری عمل کردن در حالت یک بعدی، دو بعدی، سه بعدی و نیز قابلیت جابه جایی بزرگ برای هر گره با ۲ یا ۳ درجه آزادی را دارد. المان COMBIN۳۹ با ۲ گره و منحنی نیرو - تغییر مکان کلی آن مطابق شکل های ۶ و ۷ تعریف می شود.^[۱۰]

نقاط روی منحنی شکل ۷ (D_1, F_1, \dots) نشان دهنده‌ی نیرو (یا لنگر) در مقابل جابه جایی (یا چرخش) برای آنالیز سازی‌ی است.^[۱۰] شکل ۸، مدل اجزاء محدود قاب را در نرم افزار ANSYS نشان می دهد.

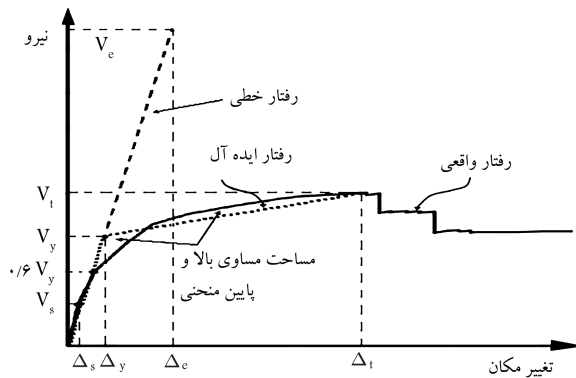
شکل ۶. المان COMBIN۳۹.^[۱۰]



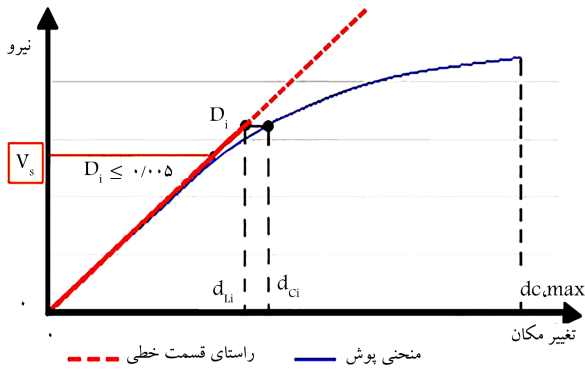
شکل ۷. منحنی انحراف نیرو - تغییر مکان کلی المان COMBIN۳۹.^[۱۰]



شکل ۸. مدل اجزاء محدود قاب با پوشش سیمان فایبری.



شکل ۱۳. پاسخ کلی سازه براساس FEMA [۱۴].



شکل ۱۴. محاسبه نیروی طراحی مهاربند با استفاده از منحنی نیرو - تغییر مکان [۱۵].

بنابراین ضریب رفتار (R) از رابطه‌ی ۱۲ محاسبه می‌شود:

$$R = R_d \times \Omega = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = \frac{V_e}{V_s} \quad (12)$$

که در آنها، V_s و V_y به ترتیب: مقاومت کشسان، مقاومت تسلیم ایده آل و مقاومت نظیر تشکیل اولین مفصل خمیری در سازه هستند.

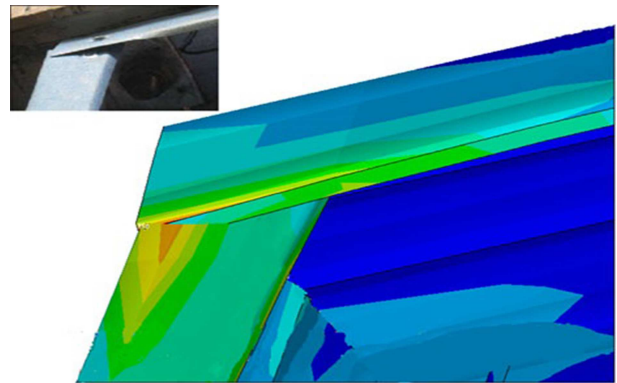
برای محاسبه نیروی طراحی قاب از روش پیشنهادی زینلیان و همکاران [۱۵] استفاده شده است. مطابق شکل ۱۴، ابتدا خطی مماس بر قسمت خطی منحنی نیرو - تغییر مکان قاب مورد نظر ترسیم و سپس انحراف جابه‌جایی بین منحنی نیرو - تغییر مکان و خط مماس مطابق رابطه‌ی ۱۳ محاسبه شده است. در نهایت، نیروی معادل نقطه‌ی انحراف جابه‌جایی کمتر از ۰.۵٪، به عنوان V_s در نظر گرفته شده است.

$$D_i = \frac{(d_{ci} - d_{Li})}{d_{C,max}} \quad (13)$$

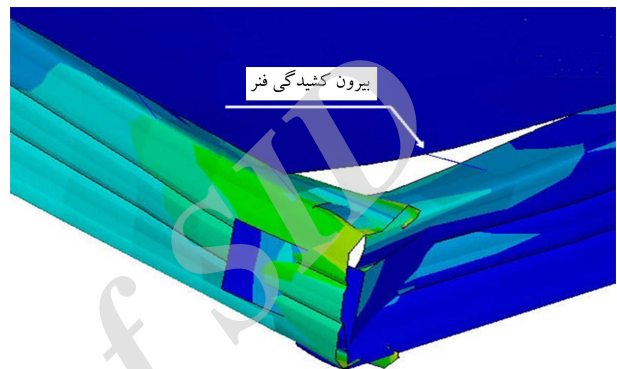
که در آن، D_i انحراف جابه‌جایی، d_{ci} جابه‌جایی منحنی پوش، d_{Li} جابه‌جایی خط مستقیم فرضی و $d_{C,max}$ بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی قاب مورد مطالعه است.

برای محاسبه ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری (R_d) از روش نیومارک و هال (روابط ۱۴) استفاده شده است:

$$\begin{aligned} T < 0.3 \text{ Sec} &\rightarrow R_d = 1 \\ 0.1 < T < 0.5 \text{ Sec} &\rightarrow R_d = \sqrt{2\mu - 1} \\ T > 1 \text{ Sec} &\rightarrow R_d = \mu \end{aligned} \quad (14)$$



شکل ۱۱. مقایسه‌ی حالت اول شکست در اتصال تیر افقی با ستونچه‌ی کناری نمونه‌ی آزمایشگاهی با مدل اجزاء محدود.



شکل ۱۲. بیرون کشیدگی فنر (پیچ) در گوشه‌ی قاب در نرم افزار ANSYS.

می‌افتد. نتایج مشاهده‌شده از آزمایش‌های زینلیان و روتق [۹] نیز نشان می‌دهد شکست اصلی در بیرون کشیدگی پیچ‌ها در اتصال گوشه‌ی قاب سرد نورد شده‌ی فولادی با صفحه‌ی سیمان فایبری، در اتصال تیر بالای به ستونچه‌ی کناری اتفاق افتاده است. با توجه به مدل‌سازی انجام شده در ANSYS، این پیچ‌ها با المان فنر COMBIN۳۹ شبیه‌سازی شده و بیرون کشیدگی فنرها را به‌خوبی مدل کرده است. شکل ۱۲، این گسیختگی را نشان می‌دهد.

خاطر نشان می‌سازد، نقطه‌ی پایان تحلیل در نرم‌افزار ANSYS به‌صورت وقوع تغییر شکل‌های بزرگ و ایجاد تنش نهایی در فولاد یا صفحه‌ی سیمان فایبری بوده است. این موارد متناظر با بیرون زدگی فنرها (پیچ‌ها) و شکست در اتصال تیر افقی به ستونچه (مودهای شکست براساس نتایج آزمایشگاهی) هستند.

۲.۳. ضریب رفتار سازه

به‌طور کلی ضریب رفتار سازه در روش مقاومت نهایی، از دو جزء اصلی شامل ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_d) و مقاومت (Ω) به‌صورت رابطه‌ی ۱۰ تشکیل می‌شود:

$$R = R_d \times \Omega \quad (10)$$

ضرایب R_d و Ω ، با توجه به شکل ۱۳ و به‌صورت رابطه‌ی ۱۱ تعریف می‌شوند:

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \text{ و } R_d = \frac{V_e}{V_y} \quad (11)$$

که در آنها، مقدار μ از رابطه ۱۵ به دست می آید:

$$\mu = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \quad (15)$$

که در آن، μ ، Δ_{\max} ، Δ_y و T به ترتیب: شکل پذیری، تغییر مکان بیشینه، تغییر مکان تسلیم و زمان تناوب سازه هستند.

۲.۴. ضخامت ستونچه‌ها

خاطر نشان می‌سازد از آنجا که مطابق آیین‌نامه‌ی استرالیا و نیوزیلند، [۴] بیشینه‌ی ضخامت قابل استفاده برای اعضاء تشکیل دهنده‌ی قاب فولادی سرد نورد شده ۲٫۵ میلی‌متر است، بخش کنونی به بررسی تأثیر ضخامت ستونچه‌ها در رفتار جانبی قاب پرداخته شده است. نتایج بخش حاضر پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی در شکل‌های ۱۵ الی ۱۷ نشان داده شده است.

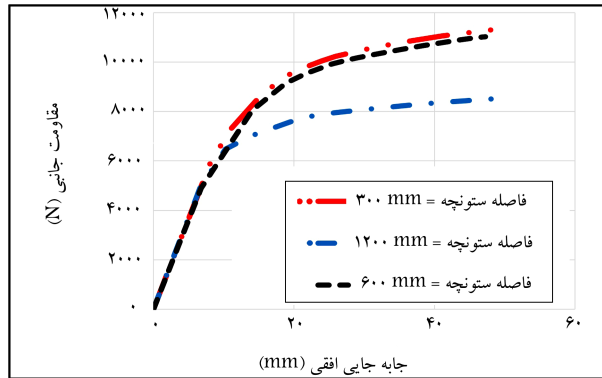
مطابق شکل‌های مذکور، با افزایش ضخامت ستونچه‌ها، ظرفیت جانبی قاب نیز افزایش یافته است. جدول ۷، بیان‌گر مشخصات لرزه‌ی قاب مورد نظر با تغییر در ضخامت ستونچه است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با افزایش ضخامت

۴. بررسی تغییر پارامترهای مختلف در رفتار قاب‌ها

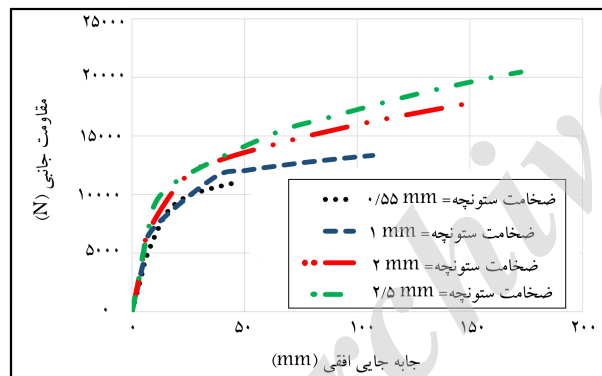
در بخش کنونی، تأثیر پارامترهای مختلف در رفتار قاب‌های فولادی سرد نورد شده بررسی شده است.

۱.۴. فاصله‌ی بین ستونچه‌ها

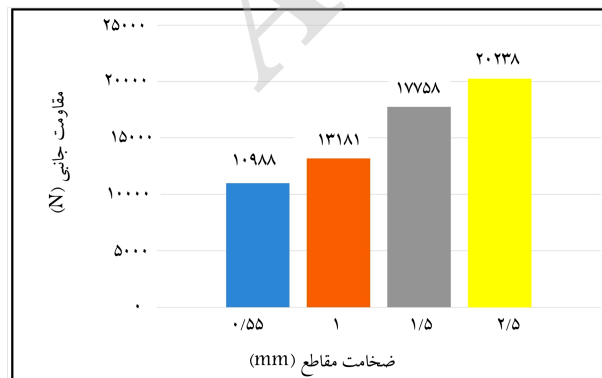
در قاب استاندارد با طول و عرض ۲۴۰۰ میلی‌متر، فاصله‌ی بین ستونچه‌های عمودی ۶۰۰ میلی‌متر است. در بخش حاضر به بررسی تأثیر فاصله بین ستونچه‌ها در ظرفیت جانبی قاب پرداخته شده است. به همین منظور در تحلیل‌های انجام شده، با ثابت نگه‌داشتن کلیه شرایط، فاصله‌ی بین ستونچه‌ها از ۶۰۰ میلی‌متر به ۳۰۰ و ۱۲۰۰ میلی‌متر تغییر داده شده است. منحنی نیرو - تغییر مکان برای قاب‌های مذکور در شکل ۱۵ نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که با توجه به آنچه که در بخش پیشین توضیح داده شد، به دلیل اینکه حالت اول شکست در اتصال تیر بالای به ستونچه‌ی کناری اتفاق می‌افتد، تغییر فاصله‌ی ستونچه‌ها به ۳۰۰ میلی‌متر تأثیر چندانی در مقاومت جانبی قاب ندارد. در تغییر فاصله‌ی ستونچه‌ها به ۱۲۰۰ میلی‌متر، به دلیل نبود اتصال قسمت میانی صفحه‌ی سیمان فایبری به قاب (مطابق با آنچه که در بخش ۲ توضیح داده شد)، مقاومت جانبی کاهش یافته است.



شکل ۱۵. منحنی نیرو - تغییر مکان، تغییر فاصله بین ستونچه‌ها.



شکل ۱۶. منحنی نیرو تغییر مکان - تأثیر ضخامت ستونچه.

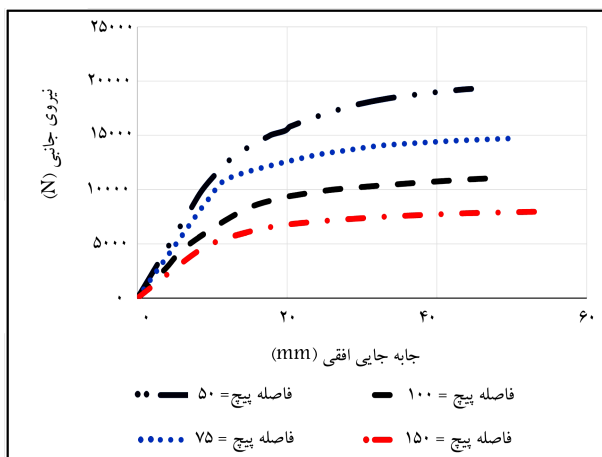


شکل ۱۷. تأثیر ضخامت ستونچه‌ها در مقاومت جانبی.

جدول ۶، مقادیر شکل پذیری (μ)، ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری (R_d)، ضریب مقاومت افزون (Ω) و ضریب رفتار لرزه‌ی (R) را برای قاب فولادی سرد نورد شده با تغییر فاصله بین ستونچه‌ها نشان می‌دهد. همان‌طور که در بخش ۱ اشاره شد، ضریب رفتار ارائه شده توسط آیین‌نامه‌های AISI، [۳] و AS/NZS ۴۶۰۰، [۴] و آیین‌نامه‌ی طراحی و اجرای سازه‌های فولادی سرد نورد شده، [۱۲] مقدار ۲ است. نتایج مندرج در جدول ۶ نشان می‌دهد که با افزایش فاصله‌ی ستونچه‌ها، ضریب رفتار محاسبه شده کاهش یافته است. برای قاب با فاصله‌ی ستونچه‌های ۳۰۰ و ۶۰۰ میلی‌متر با توجه به اینکه تعداد پیچ‌ها برای اتصال پوشش سیمان فایبری به قاب تغییری نکرده است و سایر پارامترها ثابت مانده‌اند، مقدار ضریب رفتار تقریباً یکسان است؛ در حالی که برای حالت قاب با فاصله‌ی ستونچه‌های ۱۲۰۰ میلی‌متر، به دلیل نبود اتصال قسمت میانی صفحه‌ی سیمان فایبری به قاب، ضریب رفتار کاهش یافته است.

جدول ۶. مشخصات لرزه‌ی - تغییر فاصله‌ی ستونچه‌ها.

فاصله‌ی ستونچه‌ها	μ	R_d	Ω	R
۳۰۰	۴٫۸	۳	۱٫۳۵	۴
۶۰۰	۳	۲٫۳	۱٫۷	۳٫۹
۱۲۰۰	۳٫۵	۲٫۴	۱٫۵	۳٫۷
میانگین	۳٫۸	۲٫۶	۱٫۵	۳٫۹



شکل ۱۷. منحنی نیرو تغییر مکان - تأثیر فاصله‌ی پیچ.

جدول ۸. مشخصات لرزه‌ی - تغییر فاصله‌ی پیچ‌ها.

فاصله‌ی پیچ‌ها	μ	R_d	Ω	R
۵۰	۲٫۴	۱٫۹	۱٫۶	۳
۷۵	۴٫۳	۲٫۴	۱٫۳	۳٫۱
۱۰۰	۳	۲٫۳	۱٫۷	۳٫۹
۱۵۰	۳٫۷۵	۲٫۵۵	۱٫۴	۳٫۶
میانگین	۳٫۳۶	۲٫۳	۱٫۵	۳٫۴

داده شده است. مطابق با آیین‌نامه‌ی AISI [۳]، فاصله‌ی پیچ‌ها برای اتصال پوشش سیمان فایبری به ستونچه‌های کناری ۷۵، ۱۰۰ و ۱۵۰ میلی‌متر و برای اتصال در وسط پوشش ۱۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. شکل ۱۹، نمودار منحنی نیرو - تغییر مکان هر یک از قاب‌های فولادی سرد نورد شده با فواصل پیچ‌ها را نشان می‌دهد.

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، کاهش فاصله‌ی پیچ‌ها باعث افزایش ظرفیت جانبی و افزایش فاصله‌ی پیچ‌ها موجب کاهش ظرفیت جانبی قاب شده است. جدول ۸ مشخصات لرزه‌ی را برای قاب فولادی سرد نورد شده با تغییر فاصله‌ی پیچ‌ها نشان می‌دهد.

مشاهده می‌شود که با تغییر فاصله‌ی پیچ‌ها، حالت شکست که قبلاً در بخش ۱.۳ توضیح داده شده است، تغییری نکرده است. نتایج مندرج در جدول ۸ نشان می‌دهد که بیشترین مقدار ضریب رفتار برای قاب با فاصله‌ی پیچ‌های ۱۰۰ میلی‌متری است و برای قاب با فاصله‌ی پیچ‌های کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر، مقدار ضریب رفتار کاهش یافته است.

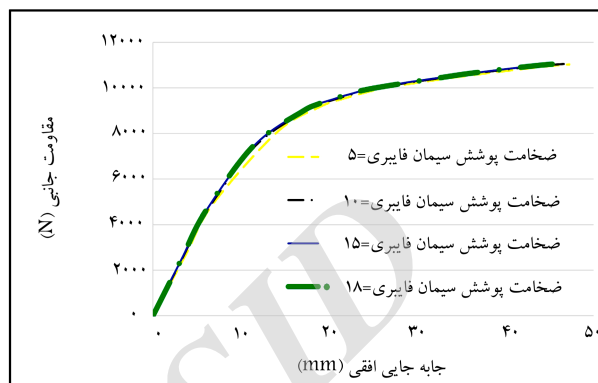
۵.۴. نسبت عرض به ارتفاع قاب ($\frac{w}{h}$)

در بخش حاضر، به بررسی تغییر نسبت عرض به ارتفاع قاب ($\frac{w}{h}$) پرداخته شده است. با توجه به ارتفاع ثابت قاب به ترتیب از ۱، ۲، ۳ و ۴ پوشش سیمان فایبری برای نسبت عرض به ارتفاع قاب ۰٫۵، ۱٫۵ و ۲ استفاده شده است (شکل ۲۰). نمودار نیرو - تغییر مکان برای نمونه‌های تحلیل شده در شکل ۲۱ نشان داده شده است.

مقایسه‌ی نتایج تحلیل قاب‌ها نشان می‌دهد که با افزایش نسبت عرض به ارتفاع

جدول ۷. مشخصات لرزه‌ی - تغییر ضخامت ستونچه.

ضخامت ستونچه	μ	R_d	Ω	R
۰٫۵۵	۳	۲٫۳	۱٫۷	۳٫۹
۱	۵٫۱	۳	۱٫۶	۴٫۸
۲	۸٫۵	۴	۱٫۶	۶٫۴
۲٫۵	۸٫۶	۴	۱٫۸	۷٫۲
میانگین	۶٫۳	۳٫۳	۱٫۷	۵٫۶



شکل ۱۸. منحنی نیرو - تغییر مکان، تأثیر ضخامت پوشش سیمان فایبری.

ستونچه‌ها، ضریب رفتار قاب افزایش یافته است. با توجه به حالت اول شکست، که در بخش ۱.۳ ارائه شد، افزایش ضخامت ستونچه باعث افزایش مقاومت و شکل‌پذیری قاب شده است که همین موضوع باعث افزایش سختی قاب و همچنین ضریب رفتار آن نیز شده است.

۳.۴. ضخامت پوشش سیمان فایبری

همان‌طور که در بخش ۲ توضیح داده شد، در مطالعه‌ی حاضر از پوشش سیمان فایبری با عرض ۱۲۰۰ میلی‌متر و طول ۲۴۰۰ میلی‌متر برای اتصال به قاب فولاد سرد نورد شده استفاده شده است. در بخش حاضر، به بررسی تأثیر ضخامت پوشش فایبری سیمانی در ظرفیت قاب فولادی سرد نورد شده پرداخته شده است. به همین منظور پوشش سیمانی فایبری با عرض و ارتفاع ثابت، با توجه به ضخامت‌های موجود (ضخامت‌های ۵، ۱۰، ۱۵ و ۱۸ میلی‌متر) بررسی شده است. شکل ۱۸، منحنی نیرو - تغییر مکان قاب‌های تحلیل شده با ضخامت پوشش فایبری سیمانی مختلف را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که با توجه به حالت غالب شکست که بیرون کشیدگی پیچ‌ها در اتصال تیر بالایی به ستون کناری است، تغییر در ضخامت پوشش سیمان فایبری تأثیری در ظرفیت نهایی قاب فولاد سرد نورد شده ندارد.

۴.۴. فاصله‌ی پیچ‌ها

در قاب‌های فولادی سرد نورد شده با سیستم پوشش سیمانی فایبری، نحوه‌ی اتصال پوشش سیمانی فایبری به قاب فولادی سرد نورد شده تأثیر مستقیم در ظرفیت نهایی قاب دارد. در بخش کنونی به بررسی تأثیر فاصله‌ی پیچ‌ها برای اتصال پوشش فایبری سیمانی به ستونچه‌ها در ظرفیت جانبی قاب پرداخته شده است. لذا با ثابت نگه داشتن تمام شرایط برای قاب با ابعاد ۲۴۰۰ × ۲۴۰۰ میلی‌متر، فاصله‌ی پیچ‌ها تغییر

جدول ۹. مشخصات لرزه‌یی - نسبت عرض به ارتفاع قاب.

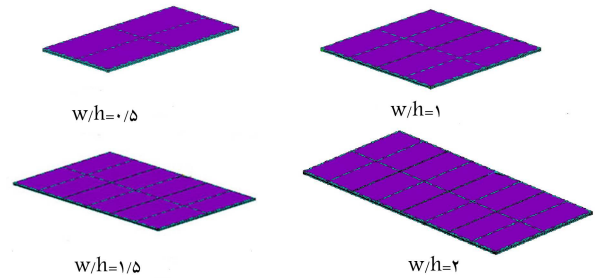
R	Ω	R_d	μ	w/h
۲٫۹	۱٫۴	۲٫۱	۲٫۷	۰٫۵
۳٫۹	۱٫۷	۲٫۳	۳	۱
۴	۱٫۳	۳٫۱	۵	۱٫۵
۴٫۱	۱٫۶	۲٫۵	۳٫۷	۲
۳٫۷	۱٫۵	۲٫۵	۳٫۶	میانگین

آیین‌نامه طراحی و اجرای سازه‌های فولادی سرد نورد شده ایران، که مقدار ضریب رفتار ۲ را در نظر گرفته‌اند، بیشتر است؛ که محافظه‌کارانه است.

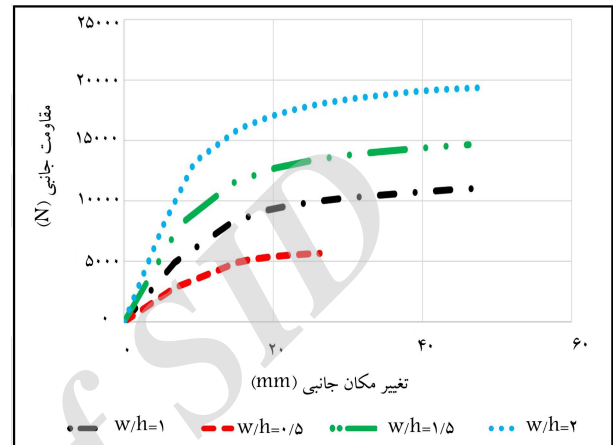
۵. نتیجه‌گیری

هدف از پژوهش حاضر، بررسی تأثیر پارامترهای سازه‌یی مختلف، از جمله: فاصله‌ی ستونچه، ضخامت ستونچه، ضخامت صفحه‌ی سیمان فایبری، فاصله‌ی پیچ‌ها، و نسبت عرض به ارتفاع قاب (w/h) در ضریب رفتار لرزه‌یی قاب‌های فولادی سرد نورد شده با پوشش سیمان فایبری بوده است.

میانگین ضریب رفتار محاسبه شده برای قاب‌های مذکور براساس تغییر پارامترهای مذکور، به ترتیب ۳٫۹، ۵٫۶، ۳٫۹، ۳٫۴ و ۳٫۷ محاسبه شده است، که از ضریب رفتار ارائه شده توسط آیین‌نامه‌های کشور استرالیا AS/NZS ۴۶۰۰، آیین‌نامه‌های AISI و آیین‌نامه‌ی طراحی و اجرای سازه‌های فولادی سرد نورد شده‌ی ایران، که ضریب رفتار ۲ را ارائه داده‌اند، بیشتر است؛ که نشان می‌دهد مقادیر آیین‌نامه‌ها محافظه‌کارانه است و می‌توان این مقدار را تا حدودی افزایش داد. همچنین نتایج نشان می‌دهد که افزایش ضخامت ستونچه و افزایش نسبت عرض به ارتفاع قاب (w/h) و کاهش فاصله‌ی پیچ‌ها باعث افزایش مقاومت جانبی قاب‌ها می‌شود. همچنین با توجه به حالت اول شکست، افزایش ضخامت پوشش سیمان فایبری تأثیری در مقاومت جانبی ندارد. لذا به‌عنوان پیشنهاد لازم است با توجه به مود اول شکست و شکست اصلی، که در مطالعه‌ی حاضر بررسی شده است، به ترتیب با افزایش ضخامت ستونچه‌ها و کاهش فاصله‌ی پیچ‌ها، عملکرد قاب بهبود داده شود.



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



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

ظرفیت جانبی قاب افزایش یافته است. جدول ۹، مشخصات لرزه‌یی را برای قاب فولادی سرد نورد شده با نسبت ابعادی متفاوت نشان می‌دهد. با توجه به اینکه در بخش حاضر، سایر پارامترها، نظیر: فاصله‌ی ستونچه‌ها، ضخامت ستونچه، ضخامت پوشش سیمان فایبری، و فاصله‌ی پیچ‌ها تغییری نکرده است، ضریب رفتار نیز تغییر چندانی نکرده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، ضریب رفتارهای محاسبه شده برای نسبت عرض به ارتفاع از ضریب رفتار پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه‌های کشور استرالیا AS/NZS ۴۶۰۰ و آیین‌نامه‌های AISI و

پانویس‌ها

1. lightweight steel frames
2. cold formed steel
3. fiber cement board
4. oriented strand board
5. response modification factor
6. American iron and steel institute
7. calcium silicate
8. cold formed steel
9. fiber cement board
10. hold-down
11. US standard gauge

12. Gauge
13. pull out
14. pull over
15. push over
16. Top track
17. chord

منابع (References)

1. Yu, W.W. and Labube, R.A., *Cold-Formed Steel Design*, John Wiley & Sons (2010).

2. Zeynalian, M. and Ronagh, H.R. "Evaluation of seismic modification factor of cold-formed steel frames and comparison with the codes prescription", *The National Conference of New Materials and Structures in Civil Engineering*, Semnan University, Semnan, Iran (2013).
3. AISI., *Standard for Cold-Formed Steel Framing-Lateral Design*, Ed. American Iron and Steel Institute, Washington, D.C. (2007).
4. AS/NZS4600, "Cold-formed steel structures", Australian Building Codes Board (2005).
5. Fulop, L. and Dubina, D. "Performance of wall-stud cold-formed shear panels under monotonic and cyclic loading-Part II: Numerical modelling and performance analysis", *Thin-Walled Structures*, **42**(2), pp. 339-349 (2004).
6. Pan, C.L. and Shan, M.Y. "Monotonic shear tests of cold-formed steel wall frames with sheathing", *Thin-Walled Structures*, **49**(2), pp. 363-370 (2011).
7. Nithyadharan, M. and Kalyanaraman, V. "Behaviour of cold-formed steel shear wall panels under monotonic and reversed cyclic loading", *Thin-Walled*, **60**, pp. 12-23 (2012).
8. Baran, E. and Alica, C. "Behavior of cold-formed steel wall panels under monotonic horizontal loading", *Journal of Constructional Steel Research*, **79**, pp. 1-8 (2012).
9. Zeynalian, M. and Ronagh, H. "Seismic performance of cold formed steel walls sheathed by fibre cement board panels", *Journal of Constructional Steel Research*, **107**, pp. 1-11 (April 2015).
10. ANSYS, *ANSYS 15 - User's Manual*, ed. (2014).
11. Akers, S.A.S. 'Cracking in fiber cement products", *10th Int. Inorganic-Bonded Fiber Cement Composites Conference*, (Nov 2006).
12. Code 612, "Iranian standard of design and construction of cold-formed steel structures", (2013).
13. Zeynalian, M. and Ronagh, H.R. "A numerical study on seismic performance of strap-braced cold-formed steel shear walls", *Thin-Walled Structures*, **60**, pp. 229-238 (May 2012).
14. FEMA-356, *Pre Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, ed. Building Seismic Safety Council, USA (2000).
15. Zeynalian, M. and Ronagh, H. "A numerical study on seismic characteristics of knee-braced cold formed steel shear walls", *Thin-Walled Structures*, **49**(12), pp. 1517-1525 (2011).

Archive of SID