

بر آورد ضریب مقاومت افزون سازه‌های مسلح به دیوارهای برشی فولادی

محمدعلی رهگذر^{۱*}

۱- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه اصفهان

rahgozar@eng.ui.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۱/۰۴/۲۱

تاریخ دریافت: ۱۳۹۰/۱۲/۲۰

چکیده- دیوارهای برشی فولادی از جمله سیستم‌های باربر جانبی با دو خصوصیت دلخواه سختی جانبی همراه شکل‌پذیری بسیار بالا است. با وجود داده‌های تحقیقاتی با ارزش درباره دیوارهای برشی فولادی، اطلاعات مربوط به طراحی لرزه‌ای این سیستم‌ها در بیشتر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای (همچون استاندارد ۲۸۰۰ ایران) نیست و یا بسیار محدود است. از جمله پارامترهای عملکرد لرزه‌ای این سازه‌ها ضریب مقاومت افزون است. بیشتر مطالعات قبلی روی این ضریب، آزمایشگاهی بوده و محدود به قاب‌های کوتاه‌مرتبه و یا با مقیاس‌های کوچک آزمایشگاهی است. هدف این مقاله، ارائه فرمولی بسته برای تعیین ضریب مقاومت افزون دیوارهای برشی فولادی برای قاب‌ها با ابعاد و ضخامت‌های ورق مختلف و با فرض اندرکنش قاب و ورق است. نتایج آزمایشگاهی دیگر محققین و همچنین تحلیل‌های اجزاء محدود در این پژوهش، مؤید درستی نتایج استفاده از فرمول بسته پیشنهادی است.

واژگان کلیدی: دیوار برشی فولادی، ضریب مقاومت افزون، مدل اندرکنش قاب و ورق، آنالیز پوش‌آور.

۱- مقدمه

مقاومت و شکل‌پذیری بالا اشاره کرد. استفاده از این سیستم سازه‌ای در مقایسه با قاب‌های فولادی خمشی تا حدود ۵۰ درصد صرفه‌جویی در مصرف فولاد را در سازه ساختمان‌ها به همراه داشته است [۱]. انتخاب یک طرح بهسازی به عوامل گوناگون همچون هزینه‌های ساخت و اجرا، سهولت اجرا و در دسترس بودن مصالح و داشتن کمترین تداخل با سرویس‌دهی ساختمان بستگی دارد. طرح تقویت باید ترکیب دلخواهی از خواص، مقاومت، سختی و شکل‌پذیری داشته باشد که دیوارهای برشی فولادی از این نظر نیز مزایایی در برابر سایر سیستم‌ها

دیوارهای برشی فولادی به‌عنوان سیستم باربر جانبی اصلی در ساختمان‌های بلند در سه دهه اخیر مطرح شده و استفاده از آن‌ها در جهان به سرعت رو به گسترش است. نه تنها در ساختمان‌های جدید بلکه در بهسازی سازه‌های موجود نیز کارایی فراوان دارند. از مزایای این سیستم باربر جانبی می‌توان به کاهش وزن سازه و در نتیجه کاهش نیروهای زلزله و کاهش مصرف فولاد، اجرای سریع و آسان، رفتار مناسب در برابر زلزله به‌ویژه در جذب انرژی و پایداری حلقه‌های هیستریزس، سختی،

دیوارهای دارای بازشو یا بدون بازشو ارائه کردند [۲ و ۳]. در این مدل، ابتدا رفتار ورق فولادی و قاب محیطی جداگانه مطالعه می‌شود؛ سپس با استفاده از اصل جمع آثار قوا، رفتار پانل و اندرکنش ورق با قاب بررسی می‌شود. مدل اندرکنش ورق با قاب با توجه به سادگی، قابل استفاده در کامپیوترهای معمولی استفاده می‌شود و در آن مفاهیم سختی، مقاومت و خطی یا غیرخطی بودن مصالح به راحتی برای مهندسان طراح قابل درک است و بنابراین طراحی این گونه سازه‌ها با دید فراخ و مناسبی انجام می‌شود. فرضیات اولیه در این مدل: ۱) ستون‌ها به اندازه کافی صلب است. به گونه‌ای که در محاسبه‌ی جابه‌جایی برشی، از اثر تغییر شکل آن‌ها چشم‌پوشی می‌شود. میدان کشش قطری به واسطه صلیبیت ستون‌ها، به صورت یکنواخت در ورق گسترش می‌یابد (هر چند که می‌دانیم نحوه توزیع پخش کشش قطری در گوشه‌ها و مرکز ورق متفاوت است). ۲) تفاوت شدت میدان کشش قطری در دو پانل مجاور اندک است؛ بگونه‌ای که اثر خمش تیرهای طبقه ناشی از اثر میدان کشش قطری، نادیده گرفته می‌شود. ۳) به خاطر تفاوت ضخامت ورق با قاب محیطی، اتصال این دو به صورت ساده (لولایی) فرض می‌شود. ۴) اثر تنش‌های ناشی از رفتار خمشی دیوار برشی فولادی بر تنش‌های ناشی از کمانش ورق نادیده گرفته می‌شود. ۵) منحنی تنش- کرنش ورق و قاب محیطی به صورت الاستیک- کاملاً پلاستیک در نظر گرفته می‌شود. ۶) از اصل جمع آثار قوا در اندرکنش ورق با قاب استفاده می‌شود [۲ و ۳].

رهگذر و هیومار (۱۹۹۸) پژوهش بسنده‌ای روی منابع مختلف مقاومت افزون در سازه‌ها انجام دادند، و اصولاً آن‌ها را بر پایه‌ی قابل اتکا و یا قابل محاسبه بودن، به چهار دسته کلی تقسیم کردند. استدلال کردند که اگر مقاومت افزونی در سازه وجود دارد اصولاً اثر

دارند. دیوار برشی فولادی، همراه ستون‌های مرزی اطراف خود، عملکردی مشابه یک تیر ورق دارد که در آن تیرها به عنوان سخت‌کننده، ستون‌ها به عنوان بال و ورق فولادی به عنوان جان تیر ورق عمل می‌کنند.

دیوارهای برشی فولادی در دو نوع با و بدون سخت‌کننده استفاده می‌شوند. در نوع با سخت‌کننده از کمانش ورق، جلوگیری و مقاومت برشی ورق فولادی بالا می‌رود، در دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده با بهره‌گیری از میدان کششی قطری که پس از کمانش ورق فولادی در آن ایجاد می‌شود؛ سازوکار انتقال بار ایجاد شود. این پدیده پس کمانش در تیر ورق‌ها مشهود بوده و پانل در چنین حالتی تا جاری شدن ورق فولادی از خود مقاومت نشان می‌دهد که در نتیجه می‌تواند نیروهای چشم‌گیری را تحمل کند.

دیوارهای برشی فولادی معمولاً به دو روش مدل می‌شوند؛ مدل اول بر پایه‌ی جایگزینی تعدادی نوار مورب به جای صفحه پانل است (مدل نواری مورب) که به وسیله‌ی توربرن (۱۹۸۳) ارائه شد. مدل دوم بر پایه‌ی اندرکنش صفحه با قاب محیطی است (مدل اندرکنش قاب و ورق) که به وسیله‌ی صبوری و رابرتز (۱۹۹۱) ارائه شده است. نتایج استفاده از مدل نواری مورب و روش اجزاء محدود در تحلیل کامپیوتری دیوارهای برشی فولادی، نشان‌دهنده سختی بیشتر سازه نسبت به حالت واقعی است که به خاطر در نظر نگرفتن کمانش اولیه ورق فولادی در زمان ساخت و تنش‌های پسماند ناشی از جوشکاری ورق به قاب در این مدل‌هاست. برای از بین بردن این کمبودها، صبوری و رابرتز (۱۹۹۱) و صبوری (۲۰۰۲) یک مدل عمومی برای تحلیل و طراحی انواع گوناگون دیوارهای برشی فولادی از جمله دیوارهای دارای ورق نازک یا ضخیم، دیوارهای دارای سخت‌کننده یا بدون سخت‌کننده و

توجه به شکل ۱ و روش یوانگ، ضریب رفتار سازه به صورت زیر محاسبه می شود [۵]:

$$R = \frac{V_{eu}}{V_w} = \frac{V_{eu}}{V_y} \frac{V_y}{V_s} \frac{V_s}{V_w} = R_{\mu} \Omega Y \quad (1)$$

در این رابطه $R_{\mu} = V_{eu} / V_y$ ضریب کاهش به خاطر شکل پذیری، $\Omega = V_y / V_s$ ضریب مقاومت افزون و $Y = V_s / V_w$ ضریب تنش مجاز است. همچنین، V_{eu} بیشینه‌ی برش پایه سازه در حالت ارتجاعی، V_y ظرفیت در تراز تسلیم سازه، V_s ظرفیت در تراز شکل‌گیری اولین تسلیم‌شدگی و V_w ظرفیت در تراز رسیدن تنش‌های سازه به تنش‌های مجاز است. این پژوهش به برآورد تحلیلی ضریب مقاومت افزون (رابطه ۲) در دیوارهای برشی فولادی و مقایسه آن با نتایج آزمایشگاهی می‌پردازد.

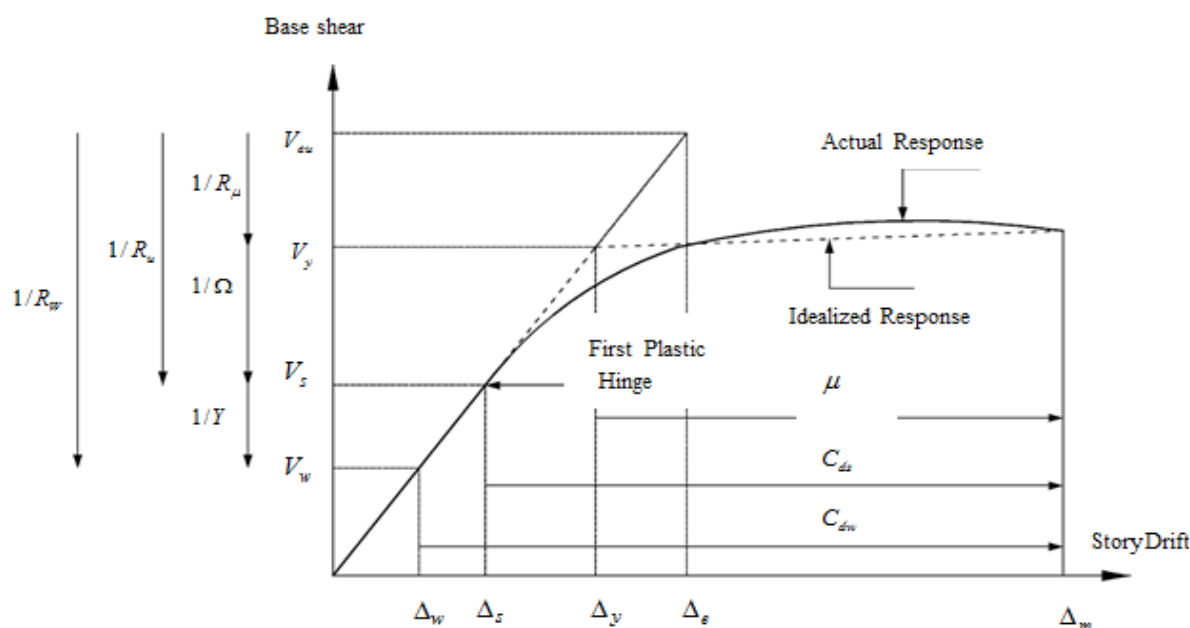
$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \quad (2)$$

با وجود این‌که داده‌های تحقیقاتی با ارزشی از دیوارهای برشی فولادی در دسترس است و تعداد زیادی از ساختمان‌های مهم نیز بر پایه‌ی این سیستم سازه‌ای بنا شده است، اطلاعات مربوط به طراحی لرزه‌ای این سیستم در بیشتر آئین‌نامه‌های لرزه‌ای (همچون استاندارد ۲۸۰۰ ایران) موجود نبوده و یا بسیار محدود است. بیشتر مطالعات قبلی روی ضریب رفتار و یا مقاومت افزون، نتیجه برخی مطالعات آزمایشگاهی بوده که بیشتر محدود به قاب‌های کوتاه مرتبه و یا مقیاس‌های کوچک آزمایشگاهی است. در ادامه به پنج نمونه از آزمایشگاهی که در دانشگاه‌های مختلف دنیا انجام شده و هدف همگی تعیین پارامترهای مؤثر بر ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی است به گونه‌ای خلاصه پرداخته می‌شود [۶].

آن را باید در تعیین ظرفیت سازه در نظر گرفت نه در کاهش تقاضای زلزله. همچنین تنها منبع قابل اتکای مقاومت افزون که اثر آن را می‌توان با کاهش تقاضای زلزله (ضریب کاهش برش پایه یا ضریب مقاومت افزون) لحاظ کرد، ناشی از وجود قابلیت بازپخش نیروهای داخلی در سازه است. ایشان ضریب مقاومت افزون را برای قاب‌های خمشی و همچنین با مهاربند هم‌محور فولادی برآورد کرده و نشان دادند که با افزایش تعداد طبقات سازه قاب خمشی، مقاومت افزون، کاهش یافته و با لحاظ اثر P-Δ، این کاهش بیشتر نیز می‌شود. از جمله نوآوری‌های ایشان در آن مقاله، ارائه فرمولی بسته برای مقاومت افزون سازه‌های با مهاربند هم‌محور فولادی بود و اینکه در این سازه‌ها این ضریب مستقل از تعداد طبقات و یا اثر P-Δ است و اساساً این ضریب تنها وابسته به ضریب لاغری عضو مهاربند است و این‌که با افزایش ضریب لاغری عضو مهاربند، ضریب مقاومت افزون نیز افزایش می‌یابد، به گونه‌ای که برای کمینه‌ی ضریب لاغری مجاز برای عضو مهاربند؛ این ضریب حدود ۲/۰ است [۴].

۲- مروری بر پژوهشات پیشین درباره‌ی مقاومت افزون دیوارهای برشی فولادی

ضریب مقاومت افزون Ω که معرف قابلیت سازه در باز پخش نیروهای داخلی پس از ورود به مرحله غیرخطی است؛ خود از پارامترهای اصلی تاثیرگذار بر ضریب رفتار R است. آئین‌نامه‌های طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله با تکیه بر شکل‌پذیری سازه‌ها، نیروهای اعمال‌شده به وسیله‌ی زلزله بر سازه را با ضریب رفتار کاهش می‌دهند. این کاهش نیرو برگرفته از منحنی ظرفیت سازه و شکل ایده‌آل شده (دوخطی شده) آن مطابق روش یوانگ است (شکل ۱). با



شکل (۱) رفتار حقیقی (منحنی پوش آور) و ایده‌آل (نمودار دوخطی ایده‌آل) سازه

چهار طبقه SPSW انجام دادند. شکل ۴، مشخصات نمونه آزمایش شده و شکل ۵، رفتار هیسترسیس آنرا نشان می‌دهد. بر اساس نمودار هیسترسیس شکل ۵، ضریب مقاومت افزون، $1/26$ به دست می‌آید [۶].

۲-۳- آزمایش دانشگاه بوفالو

بررسی دیگری روی دیوار برشی فولادی یک طبقه در سال ۲۰۰۴ به وسیله‌ی ویان و برونو در دانشگاه بوفالو آمریکا انجام شد. شکل ۶، مشخصات نمونه آزمایش شده و شکل ۷، رفتار هیسترسیس آنرا نشان می‌دهد. بر اساس نمودار هیسترسیس شکل ۷، ضریب مقاومت افزون $1/46$ به دست می‌آید [۶].

۲-۴- آزمایش‌های دانشگاه بریتیش کلمبیا

در سال ۲۰۰۵، دو نمونه قاب دیوار برشی فولادی یک طبقه شکل‌پذیر DSW-1 و DSW-2 به وسیله‌ی خرازی و ونچورا در دانشگاه بریتیش کلمبیا کانادا [۱۴]

۲-۱- آزمایش‌های دانشگاه صنعتی خواجه

نصیرالدین طوسی

دو نمونه دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر سه طبقه با مقیاس ۱ به ۳، در دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی ساخته و در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تحت بارگذاری چرخه‌ای آزمایش شد. در این نمونه‌ها افزون بر اتصال تیر به ستون به دو صورت کاملاً صلب (SPSW-R) و ساده (SPSW-S)، در ورق پانل‌ها و قاب محیطی به ترتیب از فولاد نرم و پرمقاومت استفاده شد. شکل ۲، مشخصات نمونه آزمایش شده و شکل ۳، رفتار هیسترسیس را برای نمونه SPSW-R نشان می‌دهد. بر اساس نمودار هیسترسیس شکل ۳، ضریب مقاومت افزون برای نمونه SPSW-R، $2/09$ به دست می‌آید [۶].

۲-۲- آزمایش‌های دانشگاه آلبرتا

در سال ۱۹۹۸، درایور و همکاران در دانشگاه آلبرتا، کانادا، آزمایش دیگری روی نمونه دیوار برشی فولادی

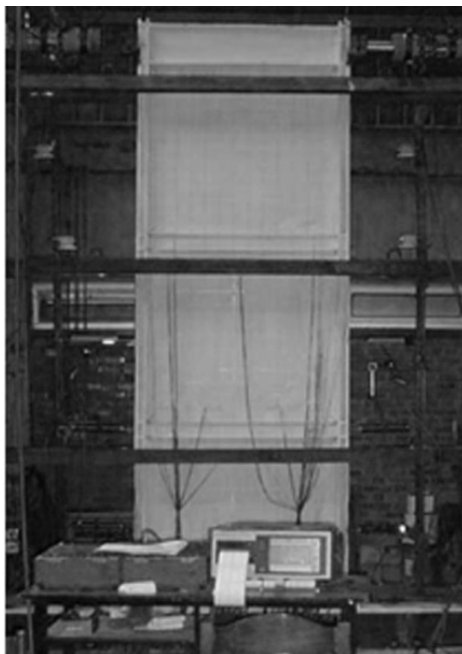
تعیین کننده است، ولی در تعیین ضریب مقاومت افزون (با توجه به تعریف ارائه شده در رابطه ۲ تأثیری ندارد. ۲) بر پایه‌ی گزارش آزمایش‌های بالا، اگرچه در بیشتر موارد، نمونه‌ها به صورت چندطبقه بودند؛ ولی همواره این طبقه اول بود که گسیختگی کلی را تجربه می‌کرد [۶]. به عبارت دیگر، شکل‌پذیری و یا مقاومت این طبقه به نوعی شکل‌پذیری و یا مقاومت کل سازه را کنترل می‌کرد. از این رو، مدل‌سازی انجام شده در این پژوهش نیز به صورت یک قاب یک طبقه است.

با فرض رفتار الاستوپلاستیک برای سیستم‌های جداگانه قاب محیطی و پانل ورق، شکل ۱۰، نمودار بار-تغییر مکان جانبی یک قاب یک‌دهانه، یک طبقه ساخته شده از ورق فولادی تیر و ستون قاب محیطی را به صورت جداگانه برای ورق و قاب محیطی نشان داده و سپس با استفاده از اصل جمع آثار قوا، نمودار بار-تغییر مکان مجموعه قاب و پانل ورق را نشان می‌دهد.

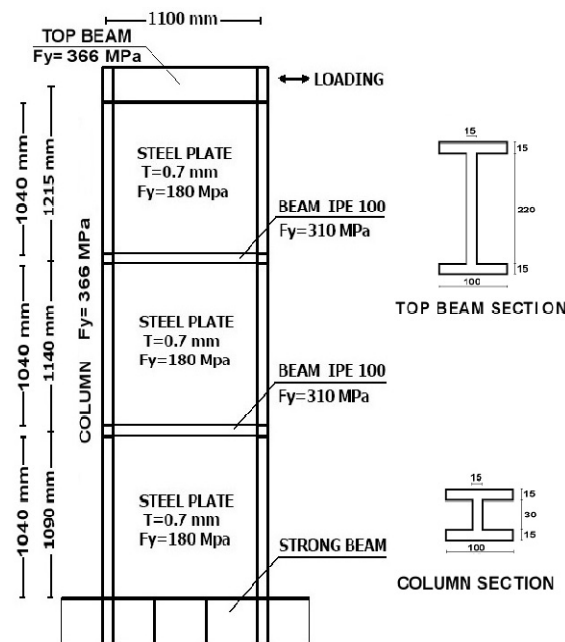
آزمایش شد. این دو نمونه به جز مقاومت کششی تسلیم ورق که به ترتیب ۲۵۰ و ۱۵۰ مگاپاسکال از هر نظر شبیه بودند. شکل ۸، مشخصات نمونه آزمایش شده و شکل ۹، رفتار هیسترسیس نمونه DSW-1 را نشان می‌دهد. براساس نمودار هیسترسیس شکل ۹، ضریب مقاومت افزون، ۲/۰۸ به دست می‌آید [۶]. جدول ۱، همه‌ی اطلاعات کلیدی مانند مشخصات هندسی نمونه‌ها، مشخصات مکانیکی اجزای مختلف سازه‌ای و ضرایب مقاومت افزون به دست آمده از هر آزمایش را نمایش می‌دهد.

۳- مدل سازی دیوارهای برشی فولادی بر مبنای مدل اندرکنش قاب و ورق

از نتایج مهم به دست آمده از آزمایش‌های بالا می‌توان به دو نکته اشاره کرد: ۱) فرض مدل دوخطی و یا سه‌خطی در منحنی ایده‌آل شده ظرفیت اگر چه در میزان ضریب رفتار

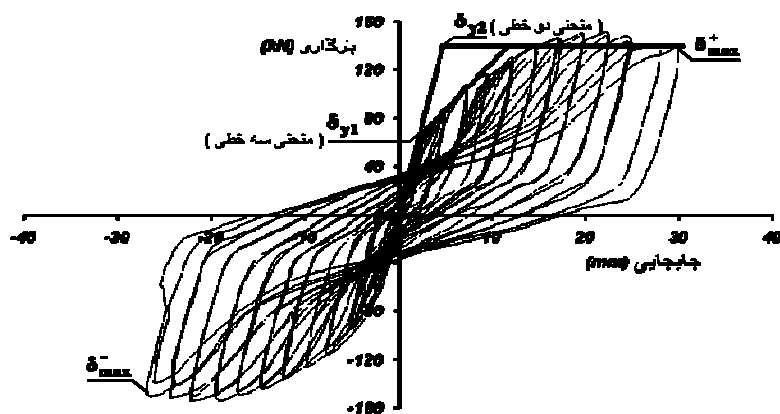


(ب)



(الف)

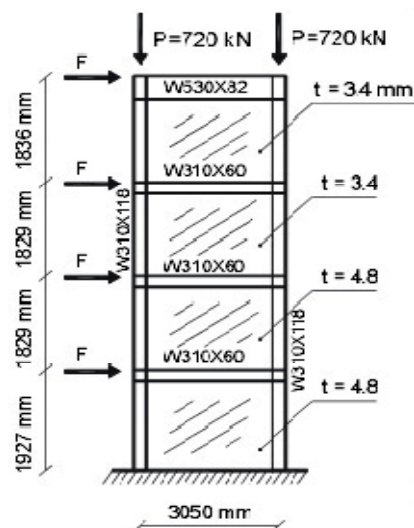
شکل (۲) مشخصات نمونه دیوار برشی آزمایش شده در دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی (صبوری و قلهکی [۶]).



شکل (۳) رفتار هیستریسیس دوخطی و سه‌خطی نمونه SPSW-R (صبوری و قلهکی [۶])

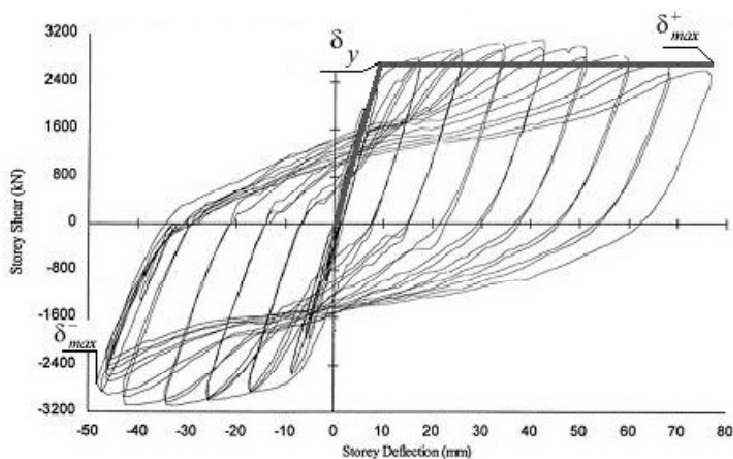


(ب)



(الف)

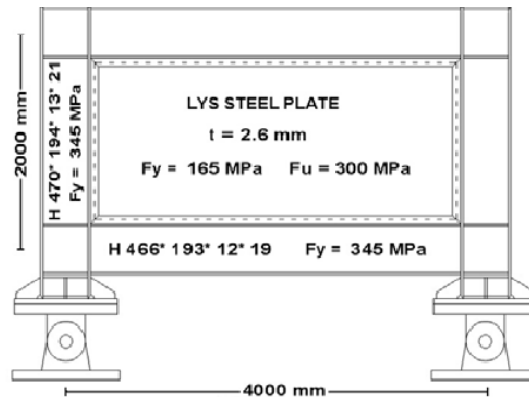
شکل (۴) مشخصات نمونه دیوار برشی آزمایش شده در دانشگاه آلبرتا (دراپور و همکاران [۶])



شکل (۵) رفتار هیستریسیس دوخطی و سه‌خطی نمونه SPSW-R (دراپور و همکاران [۶])

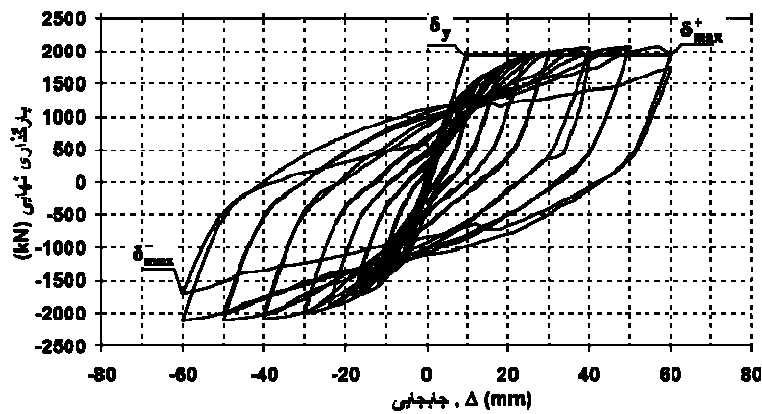


(ب)



(الف)

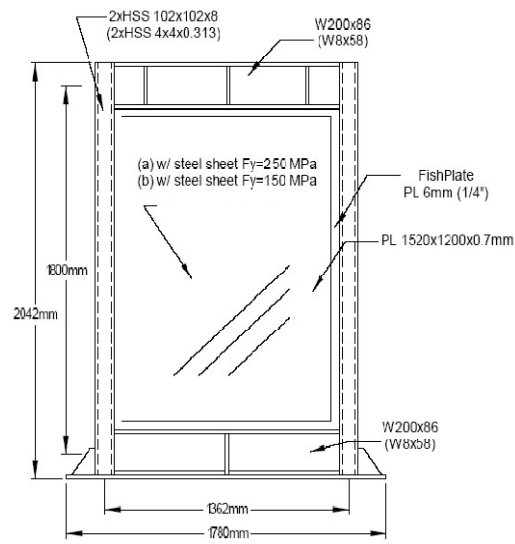
شکل (۶) مشخصات نمونه دیوار برشی آزمایش شده در دانشگاه آلبرتا (ویان و برونیو [۶]).



شکل (۷) رفتار هیسترسیس دوخطی و سه خطی نمونه SPSW-R (ویان و برونیو [۶]).

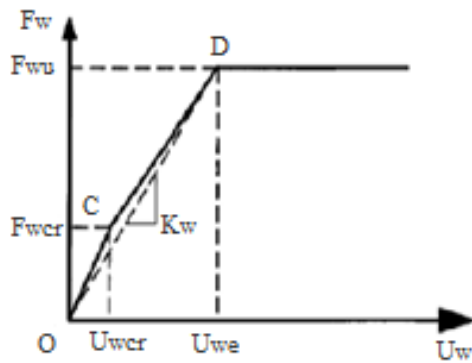


(ب)



(الف)

شکل (۸) مشخصات نمونه دیوار برشی آزمایش شده در دانشگاه بریتیش کلمبیا (خرازی و ونچورا [۶]).



شکل (۱۲) نمودار بار- تغییر مکان برشی ورق فولادی



شکل (۹) رفتار هیستریسیس نمونه DSW-1 (خرازی و ونجورا [۶])

تنش برشی بحرانی ورق بر اساس تئوری کلاسیک صفحات برابر است با:

$$\tau_{cr} = \frac{K \cdot \pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \leq \tau_{wy} = \frac{\sigma_o}{\sqrt{3}} \quad (3)$$

E و ν و σ_o به ترتیب مدول الاستیسیته، ضریب پواسون و تنش تسلیم تک‌محوره ورق فولادی است و K از روابط (۴) و (۵) به دست می‌آید (تیموشنکو و گودیر ۱۹۷۰). حد بالایی τ_{cr} ، همان تنش تسلیم برشی τ_{wy} است.

$$\text{if } (b/d) \leq 1 : K = 5.35 + 4 \cdot \left(\frac{b}{d}\right)^2 \quad (4)$$

$$\text{if } (b/d) \geq 1 : K = 5.35 \cdot \left(\frac{b}{d}\right)^2 + 4 \quad (5)$$

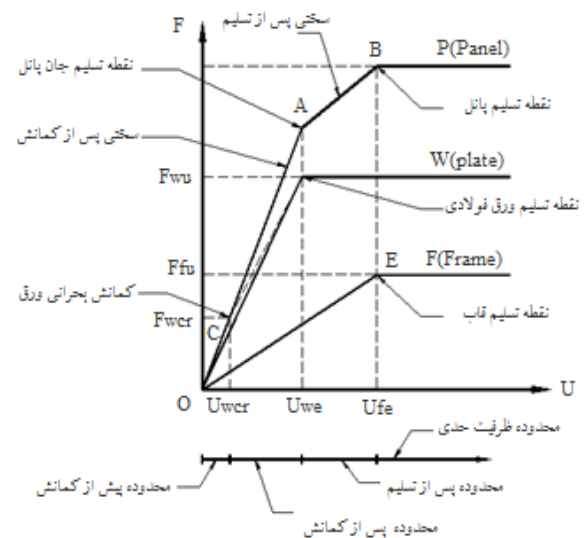
بنابراین نیروی برشی بحرانی و جابه‌جایی برشی بحرانی ورق فولادی از روابط (۶) و (۷) به دست می‌آیند:

$$F_{wcr} = \tau_{cr} \cdot b \cdot t \quad (6)$$

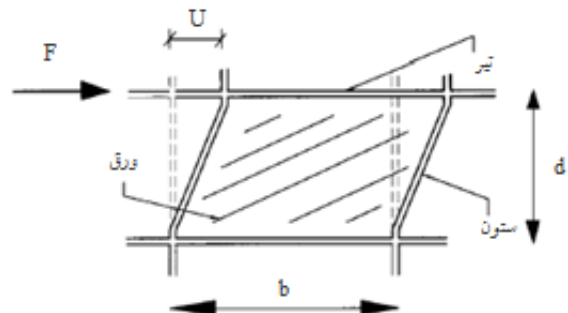
$$U_{wcr} = (\tau_{cr} / G) \cdot d \quad (7)$$

G ضریب ارتجاعی برشی ورق فولادی است. پس از رسیدن ورق به کماتش بحرانی الاستیک و با ادامه بارگذاری، میدان کششی قطری با زاویه θ ، کم‌کم در گستره ورق (شکل ۱۳) تشکیل می‌شود.

شکل ۱۱، یک پانل برشی با ورق فولادی به عرض b، ارتفاع d و ضخامت ورق t و شکل ۱۲، نمودار بار- تغییر مکان برشی آنرا نشان می‌دهد.



شکل (۱۰) نمودار بار- تغییر مکان برشی ورق، قاب و پانل فولادی



شکل (۱۱) پانل دیوار برشی فولادی

U_{wcr} جابه‌جایی برشی بحرانی و U_{wpb} جابه‌جایی برشی پس‌کمانشی است و از مساوی قرار دادن کار داخلی مولفه پس‌کمانشی نیروی برشی با انرژی کرنشی میدان کشش قطری به‌دست می‌آید (روابط (۱۵) و (۱۶)):

$$\left(\frac{1}{4}\sigma_{ty} \cdot \sin 2\theta\right) t \cdot b \cdot U_{wpb} = \frac{\sigma_{ty}^2}{2E} d \cdot b \cdot t \quad (15)$$

$$U_{wpb} = \frac{2\sigma_{ty} \cdot d}{E \cdot \sin 2\theta} \quad (16)$$

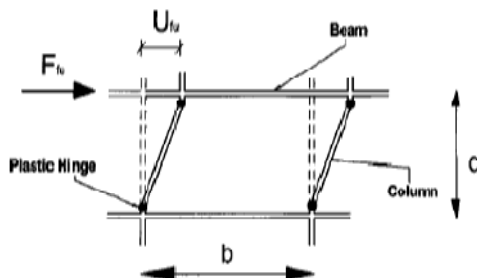
با داشتن مقادیر U_{wcr} و U_{wpb} می‌توان جابه‌جایی برشی حد الاستیک ورق U_{we} را به‌دست آورد.

$$U_{we} = \left(\frac{\tau_{cr}}{G} + \frac{2\sigma_{ty}}{E \cdot \sin 2\theta}\right) d \quad (17)$$

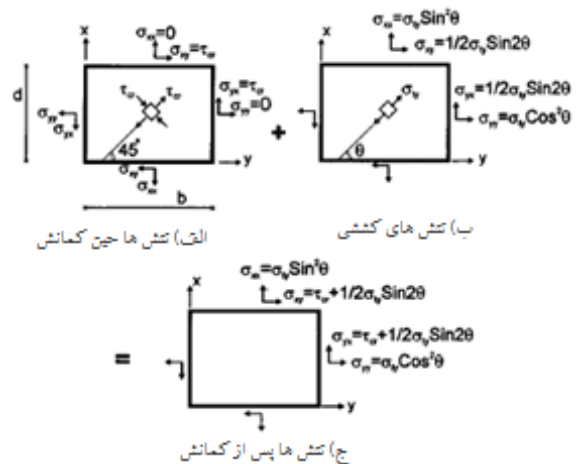
با توجه به رابطه (۱۳) مشاهده می‌شود که F_{wu} به ضخامت ورق t و عرض ورق b وابسته و مستقل از ارتفاع d آن است. همچنین در معادله (۱۷) دیده می‌شود که مقدار U_{we} در پانل‌های دارای ورق‌های نازک ($\tau_{cr} = 0$)، مستقل از ضخامت t و عرض ورق b و وابسته به ارتفاع d آن است.

۴- تغییر مکان برشی قاب فولادی

نمودار بار-تغییر مکان برشی یک قاب فولادی به عرض b و ارتفاع d با فرض صلبیت کامل تیرها و صلبیت اتصال تیر به ستون، در شکل ۱۵ نشان داده شده است [۶].



شکل (۱۴) قاب بدون ورق فولادی



شکل (۱۳) حالات تنش قبل و بعد از کمانش ورق فولادی

در این صورت داریم:

$$\sigma_{xx} = \sigma_{ty} \cdot \sin^2 \theta \quad (8)$$

$$\sigma_{yy} = \sigma_{ty} \cdot \cos^2 \theta \quad (9)$$

$$\sigma_{xy} = \sigma_{yx} = \tau_{ty} + \frac{1}{2} \sigma_{ty} \cdot \sin 2\theta \quad (10)$$

σ_{ty} تنش حد تسلیم میدان کششی است و از رابطه (۱۲) به‌دست می‌آید. با استفاده از معیار تسلیم فون میسز، تسلیم ورق زمانی اتفاق می‌افتد؛ که:

$$(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + \sigma_{yy}^2 + \sigma_{xx}^2 + 6\sigma_{xy}^2 - 2\sigma_o^2 = 0 \quad (11)$$

با جایگذاری روابط (۸)، (۹) و (۱۰) در رابطه (۱۱)، داریم:

$$3\tau_{cr}^2 + 3\tau_{cr} \cdot \sigma_{ty} \cdot \sin 2\theta + \sigma_{ty}^2 - \sigma_o^2 = 0 \quad (12)$$

در این حالت، با توجه به شکل ۱۲، مقاومت برشی و جابه‌جایی برشی حد الاستیک ورق، از روابط (۱۳) و (۱۴) به‌دست می‌آیند:

$$F_{wu} = \sigma_{xy} \cdot b \cdot t = b \cdot t \cdot (\tau_{cr} + \frac{1}{2} \sigma_{ty} \cdot \sin 2\theta) \quad (13)$$

$$U_{we} = U_{wcr} + U_{wpb} \quad (14)$$

برای مطمئن شدن از این که قاب محیطی می‌تواند تنش‌های وارده شده از بارهای محیطی، همراه تنش‌های ناشی از اثر میدان کششی را تحمل کند، لازم است که دو شرط زیر [روابط (۲۰) و (۲۱)] در هنگام طراحی رعایت شود [۶]:

$$M_{cp} > \frac{\sigma_{ty} \cdot t \cdot d^2}{8} \cos^2 \theta \quad (20)$$

$$M_{bp} > \frac{\sigma_{ty} \cdot t \cdot b^2}{8} \sin^2 \theta \quad (21)$$

M_{cp} و M_{bp} به ترتیب لنگر پلاستیک ستون و تیر است. علاوه بر این، با توجه به تفاوت اندک شدت میدان کششی قطری بین دو طبقه مجاور، کنترل رابطه (۲۱) فقط برای تیر انتهایی الزامی است؛ اما اگر این تفاوت زیاد باشد بهتر است این کنترل برای تیرهای میانی نیز انجام شود [۸].

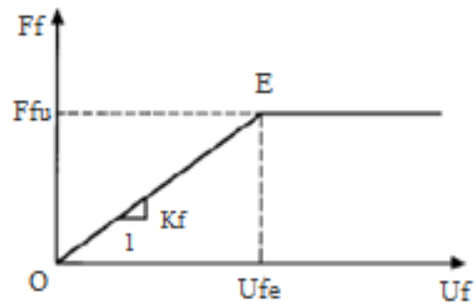
طبق اصل جمع آثار قوا و با استفاده از نمودارهای ورق و قاب، می‌توان نمودارهای بار-تغییر مکان اجزای یک پانل برشی را طبق شکل ۱۰ به دست آورد. برای این که ورق، انرژی بیشتری نسبت به قاب محیطی جذب کند، رعایت شرط زیر در طراحی الزامی است:

$$U_{fe} > U_{we} \quad (22)$$

بر این اساس و مطابق شکل ۱۰، برش پایه در تراز تسلیم V_y مجموعه قاب و پانل، از جمع ظرفیت برشی نهایی مجموعه ورق و قاب (با اتصال صلب تیر و ستون) به صورت زیر به دست می‌آید [جمع روابط (۱۳) و (۱۸)]:

$$V_y = F_{wu} + F_{fu} = bt(\tau_{cr} + \frac{1}{2}\sigma_{ty} \cdot \sin 2\theta) + \frac{4M_{cp}}{d} \quad (23)$$

با توجه به شرط رابطه (۲۲) پانل ورق فولادی زودتر به حد تسلیم می‌رسد؛ بنابراین برش پایه در تراز تشکیل اولین تسلیم‌شدگی V_s از حاصل جمع مقاومت جانبی حد تسلیم



شکل (۱۵) نمودار بار-تغییر مکان برشی قاب فولادی

با توجه به صلبیت تیرها و تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها، مقاومت برشی قاب F_{fu} از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$F_{fu} = \frac{4M_{cp}}{d} \quad (18)$$

بر این اساس، جابه‌جایی جانبی حد الاستیک قاب U_{fe} برابر است با:

$$U_{fe} = \frac{M_{cp} d^2}{6EI_c} \quad (19)$$

I_c ممان اینرسی ستون و M_{cp} لنگر پلاستیک ستون است.

۵- ارائه فرمولی بسته برای تعیین ضریب مقاومت افزون با استفاده از اصل جمع آثار قوا

از مقایسه نمودارهای هیستریسیس نمونه‌های آزمایشگاهی گفته شده در بالا با نمودار بار-تغییر مکان برشی مجموعه قاب و پانل ورق فولادی (شکل ۱۰) ایده اصلی ارائه رابطه‌ای برای محاسبه ضریب مقاومت افزون دیوارهای برشی فولادی به دست می‌آید. به عبارت دیگر با استفاده از اصل جمع آثار قوا و نمودار شکل ۱۰، مقاومت برشی پانل در نقطه A، معرف برش پایه متناظر با اولین تسلیم‌شدگی V_s ، و مقاومت برشی در نقطه B، معرف برش پایه متناظر با حد تسلیم سازه V_y است. بنابراین نسبت این دو مقاومت همان ضریب مقاومت افزون را به دست می‌دهد.

مدل سازی یک قاب یک طبقه، یک دهانه ارائه شده است. این فرمول بر اساس فرضیاتی از جمله (۱) اتصال تیر و ستون قاب محیطی صلب است؛ (۲) رفتار دیوار برشی فولادی متأثر از اندرکنش قاب و ورق است؛ (۳) رفتار طبقه اول (به عنوان طبقه نرم) تعیین کننده شکل پذیری و مقاومت کل سازه است؛ (۴) تیر کاملاً صلب می ماند و مفصل پلاستیک در ستون شکل می گیرد؛ (۵) اثر تنش های ناشی از رفتار خمشی ورق فولادی روی تنش های ناشی از کماتش ورق نادیده گرفته می شود؛ (۶) منحنی تنش - کرنش ورق و قاب محیطی به صورت الاستیک - کاملاً پلاستیک در نظر گرفته می شود.

جدول ۱، مقادیر به دست آمده از نمودارهای هیستریسیس نمونه های آزمایشگاهی گفته شده در بالا را در مقایسه با نتایج به دست آمده از فرمول پیشنهادی [رابطه (۲۵)] نمایش می دهد. این جدول همه ی مشخصات هندسی و سازه ای نمونه ها، مشخصات مکانیکی اجزای مختلف سازه ای و ضرایب مقاومت افزون به دست آمده از هر آزمایش را به همراه نتایج فرمول پیشنهادی نشان می دهد. از مقایسه نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی برای ضریب مقاومت افزون می توان نتیجه گرفت که وقتی ضخامت ورق کم است (همچون نمونه های دانشگاه خواجه نصیر و دانشگاه بریتیش کلمبیا که $t = 0.7 \text{ mm}$ است) تسلیم ورق عملاً در همان طبقه اول انجام شده و چون مقاومت خمشی ورق ناچیز است، شرایط بیشتر منطبق با پیش فرض های رابطه پیشنهادی است. اما در مواردی که ضخامت ورق بیشتر است نتایج به دست آمده از رابطه پیشنهادی، کمتر از مقدار آزمایشگاهی است و ضریب اطمینان بالاتری در طراحی خواهد داشت. از علت های دیگر نبود تطابق کامل بین نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی می توان به این موارد اشاره کرد:

ورق F_{wu} و نیروی جانبی قاب محیطی متناظر با تغییر مکان U_{we} [که هنوز در محدوده الاستیک است] به دست می آید (جمع ظرفیت قاب و ورق در نقطه A از شکل ۱۰).

$$V_s = F_{wu} + \frac{U_{we}}{U_{fe}} F_{fu} = b.t(\tau_{cr} + \frac{1}{2}\sigma_{ty} \cdot \sin 2\theta) + \frac{U_{we}}{U_{fe}} * \frac{4M_{cp}}{d} \quad (24)$$

براساس روش یانگ، ضریب مقاومت افزون Ω از نسبت برش پایه در تراز تسلیم سازه V_y و برش پایه در تراز تشکیل اولین تسلیم یا شکستگی در نمودار بار - تغییر مکان V_s به دست می آید [رابطه (۲)] با توجه به روابط بالا می توان رابطه ی بسته ای برای مقاومت افزون برای مشخصات هندسی مختلف پانل و اعضای قاب و ورق فولادی با مشخصات مکانیکی مختلف ارائه کرد [رابطه (۲۵)].

$$\Omega = \frac{b.t(\tau_{cr} + \frac{1}{2}\sigma_{ty} \cdot \sin 2\theta) + \frac{4M_{cp}}{d}}{b.t(\tau_{cr} + \frac{1}{2}\sigma_{ty} \cdot \sin 2\theta) + \frac{U_{we}}{U_{fe}} * \frac{4M_{cp}}{d}} \quad (25)$$

پارامتر اصلی در تعیین ضریب مقاومت افزون، نسبت U_{we}/U_{fe} است. و چون مطابق رابطه (۲۲)، در یک طراحی بهینه، این نسبت کمتر از واحد است، ضریب مقاومت افزون همواره بیش از واحد خواهد بود. و هر چه سختی نسبی قاب محیطی از پانل ورق بیشتر باشد، نسبت U_{we}/U_{fe} کوچک تر شده و ضریب مقاومت افزون بیشتر می شود. بنابراین با نازک تر شدن ورق و یا قوی تر شدن ستون، ضریب مقاومت افزون زیادتر می شود.

۶- مقایسه نتایج رابطه ی پیشنهادی با نتایج آزمایشگاهی

در این پژوهش رابطه ی بسته ای برای تخمین ضریب مقاومت افزون دیوارهای برشی فولادی براساس

جدول (۱) مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی و مقایسه ضرایب مقاومت افزون به دست آمده از آزمایش و فرمول پیشنهادی

آزمایش	مشخصات ورق فولادی			ستون			ابعاد پانل		ضریب مقاومت افزون، Ω	
	t (mm)	F_y (MPa)	E (GPa)	Section	Z cm^3	M_{cp} KNm	b (m)	d (m)	فرمول	آزمایشگاهی
دانشگاه خواجه نصیر	۰/۷	۱۸۰	۲۰۶	تیر ورق	۷۰/۹	۲۵/۴۵	۱/۰۴	۱/۰۴	۲/۱۱	۲/۰۹
دانشگاه آبرتا	۴/۸	۳۴۱/۲	۲۰۳/۶	W310x118 (W12x79)	۱۹۵۰ (۱۱۹ in ^۳)	۵۸۹/۹۵	۲/۷۳۶	۱/۶۲۳	۱/۰۲	۱/۲۶
دانشگاه بوفالو	۲/۶	۱۶۵	۲۰۶	W470x106 (W18x71)	۹۸۰ (۱۴۶ in ^۳)	۸۰۴/۱۹	۳/۵۳۰	۱/۵۲۴	۱/۲	۱/۴۶
دانشگاه بریتیش کلمبیا DSW-1	۰/۷	۲۴۵	۲۰۶	2HSS102x8 (2HSS4x5/16)	۲*۹۱/۶ (۲*۵۰/۵۹ in ^۳)	۷۵/۲۸	۱/۲۰۰	۱/۵۲۰	۲/۰۶	۲/۰۸

می‌دهد. در این شکل نمودار پوش آور طبقه اول این سازه به صورت یک قاب یک‌دهانه، یک طبقه جدا نشان داده شده است. مطابق روش یوانگ، نمودار دوخطی متناظر با هر یک از این سه نمودار پوش آور را می‌توان ترسیم و پارامترهای لرزه‌ای گوناگونی مانند جمله ضریب مقاومت افزون متناظر با هر یک را محاسبه کرد (جدول ۲). بر اساس شکل ۱۷، نمودار پوش آور سازه سه طبقه مربوط با الگوی بار مود اول، مقاومتی بالاتر از الگوی بار یکنواخت از خود نشان می‌دهد؛ ولی نمودار مربوط به طبقه اول سازه، البته به صورت منفرد، نزدیک به نمودار پوش آور سازه سه طبقه مربوط به الگوی بار مود اول است. بر پایه‌ی جدول ۲، ضریب مقاومت افزون برای سازه سه طبقه با الگوی بار یکنواخت کمینه، ۱/۴۱ و برای الگوی بار مود اول بیشینه، ۱/۵۲ و برای سازه یک طبقه متناظر با طبقه اول، ۱/۴۵ است. با استفاده از رابطه پیشنهادی در این مطالعه، برای Ω و مشخصات هندسی و سازه‌ای طبقه اول همین سازه سه طبقه، این ضریب، ۱/۴۲ به دست می‌آید (جدول ۲ و ۳) که نشان‌دهنده دقت قابل قبول و تا حدی محافظه کارانه این فرمول است.

۸- بررسی پارامتریک ضریب مقاومت افزون دیوارهای برشی با ورق فولادی

برای بررسی اثر بعضی پارامترها مانند ابعاد پانل (b , d) ضخامت

(۱) اثر بار محوری ستون‌ها در رابطه (۲۲) و یا (۲۶) در نظر گرفته نشده؛

(۲) با افزایش ضخامت ورق و مقاومت بیشتر طبقه اول، رفتار غیرخطی و اتلاف انرژی در طبقات بالاتر نیز وجود دارد و شکل چرخه هیستریسیس طبقه اول متأثر از آن خواهد شد و (۳) در رابطه پیشنهادی، اتصال تیر به ستون و خود تیر کاملاً صلب فرض شده در حالی که در آزمایش‌های بالا چنین نیست.

۷- مقایسه نتایج رابطه پیشنهادی با نتایج تحلیل مدل اجزاء محدود

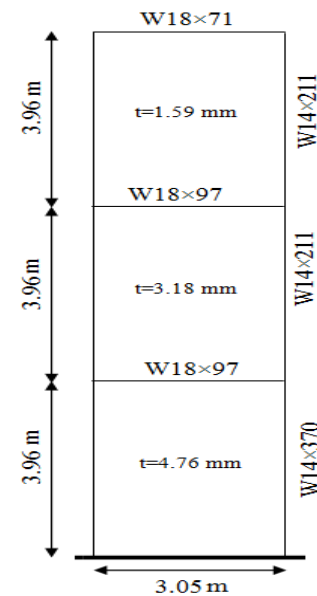
سازه سه طبقه SPSW، برگرفته از مقاله [۹] که از سازه‌های SAC است، انتخاب شد. شکل ۱۶، مشخصات هندسی و سازه‌ای این قاب را نمایش می‌دهد. تنش تسلیم برای ورق فولادی، ۳۲۳ مگاپاسکال و برای اعضای قاب محیطی، ۳۴۵ مگاپاسکال است و ضریب پواسون و مدول الاستیسیته فولاد به ترتیب، ۲۰۰ گیگا پاسکال و ۰/۳ در نظر گرفته شده است. در انجام تحلیل‌ها از نرم‌افزار ANSYS استفاده شده [۱۰] و نحوه مدل‌سازی اجزا محدود سازه و مشخصات رفتار غیرخطی اعضای مختلف فولادی مطابق مرجع شماره‌ی [۹] است. شکل ۱۷، نمودار پوش آور سازه سه طبقه بالا را تحت دو الگوی بارگذاری یکنواخت و براساس مود اول نشان

جدول (۲) مقایسه نتایج تحلیل‌های پوش‌آور

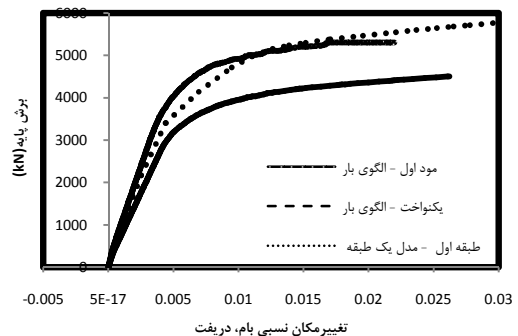
$\Omega = V_y/V_s$	V_y (kN)	V_s (kN)	الگوی بار	سازه مدل شده
۱/۴۱	۳۷۲۶	۲۶۵۰	یکنواخت	سازه سه طبقه
۱/۵۲	۴۵۸۳	۳۱۰۰	مود اول	سازه سه طبقه
۱/۴۵	۴۶۹۵	۳۲۲۸	---	فقط طبقه اول سازه سه طبقه

مطابق نتایج نوشته شده در شکل ۱۸، برای پانلی با ابعاد حدود ۱/۰ متر در ۱/۰ متر، ورق به ضخامت ۰/۷ میلی‌متر و تنش تسلیم ۱۸۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، ضریب مقاومت افزون حدود ۲/۱ خواهد بود که پیش‌تر نیز در جدول ۱ آمد. با افزایش ضخامت ورق، این ضریب به سرعت کاهش می‌یابد، به گونه‌ای که برای همین ورق با ضخامت ۴ میلی‌متر در بعضی موارد این ضریب به ۱/۲۳ نیز کاهش می‌یابد. همچنین برای یک ورق با ضخامت و تنش تسلیم خاص، هنگامی که پانل مربعی است ضریب مقاومت افزون، بیشینه است و وقتی طول دهانه بیشتر از ارتفاع طبقه است ($b/d > 1.0$) ضریب مقاومت افزون بیشتر از هنگامی است که طول دهانه کمتر از ارتفاع طبقه است ($b/d < 1.0$). از نتایج مهم به دست آمده از شکل ۱۸ این است که با کاهش تنش تسلیم ورق، ضریب مقاومت افزون، افزایش یافته که گویای این است که فولاد نرم بازپخش نیروهای داخلی را پس از ورود به مرحله غیرخطی، بهتر تسهیل می‌کند. ابعاد پانل استفاده شده برای محاسبه ضریب مقاومت افزون در شکل ۱۸، مطابق نمونه آزمایشگاهی دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی بود و لزوماً معرف ابعاد سازه‌های واقعی نیست. برای بررسی اثر برخی پارامترها مانند ضخامت ورق t و تنش تسلیم ورق فولادی (F_y یا σ_0) بر ضریب مقاومت افزون در سازه‌ها با ابعاد پانل واقعی، نیاز است تا نمودار تغییرات این ضریب [رابطه (۲۵)] دوباره برای ارتفاع طبقه، مثلاً ۳ متر و عرض پانل‌های ۳، ۴ و ۵ متر ترسیم شود (شکل ۱۹).

ورق t و تنش تسلیم ورق فولادی F_y و یا σ_0 بر ضریب مقاومت افزون، نیاز است که نمودار تغییرات این ضریب [رابطه (۲۵)] با پارامترهای بالا ترسیم شود (شکل ۱۷)؛ پس باید مشخصات ستون مانند لنگر پلاستیک M_{cp} و ممان اینرسی ستون I_c معلوم باشند. بنابراین از مشخصات ستون طبقه اول نمونه آزمایش دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی استفاده شده است ($I_c = 1612/45 \text{ kg/cm}^3$ و $M_{cp} = 2594.3 \text{ kg.cm}$) و تنش‌های تسلیم ورق فولادی F_y برابر ۳۶۰۰، ۳۰۰۰، ۱۶۰۰، ۲۴۰۰ و ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع، و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی از ۰/۵ الی ۱۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.



شکل (۱۶) مشخصات قاب سه طبقه [۹]



شکل (۱۷) نمودارهای پوش‌آور

برای منظور ارائه تصویری کلی از تغییرات ضریب مقاومت افزون با شاخص‌های بالا، مقادیر لنگر پلاستیک M_{cp} و ممان اینرسی I_c ستون استفاده شده در رابطه (۲۵) را می‌توان با اعمال فرضیات ساده‌کننده زیر تخمین زد. ابتدا کمینه M_{cp} با اعمال حد مرزی برای ارضای رابطه (۲۰) به دست می‌آید [(رابطه ۲۶)].

برای تعیین نسبت U_{we}/U_{fe} ، نسبت M_{cp}/I_c نیز باید معلوم باشد. متوسط نسبت M_{cp}/I_c در ۵ آزمایش حدود

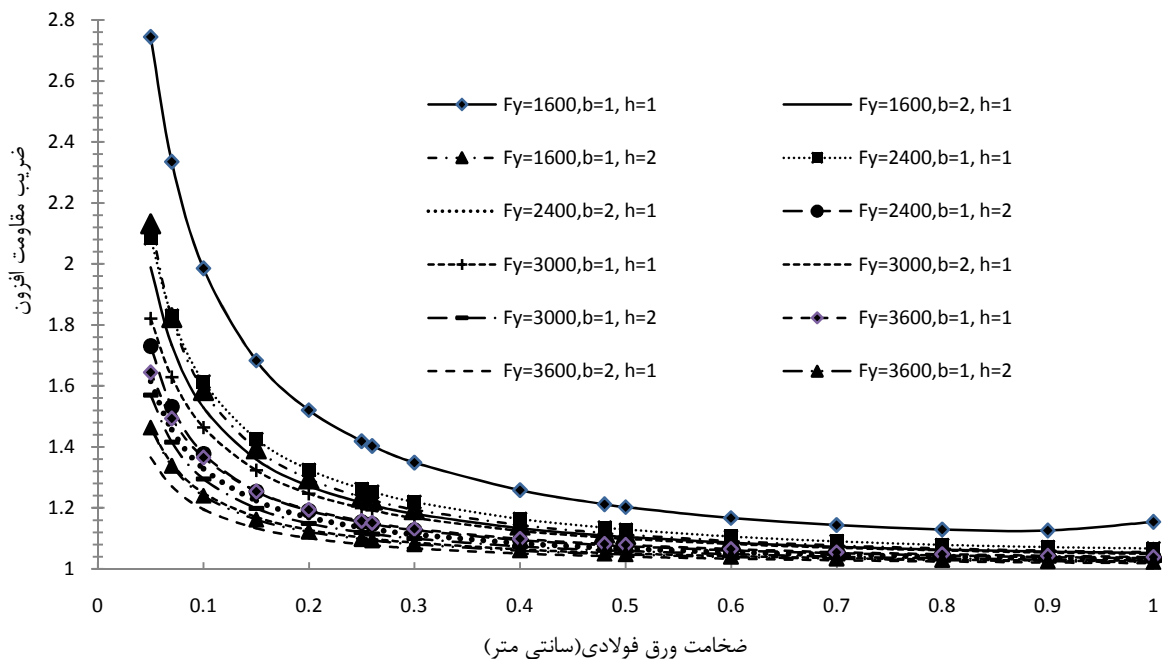
۷۲۰ kg/cm³ است. بنابراین در ترسیم نمودار شکل ۱۹ نیز، این نسبت برابر ۷۲۰ kg/cm³ در نظر گرفته میشود.

نمودار شکل ۱۹ با استفاده از رابطه (۲۵) و کمینه‌ی مقادیر گفته شده برای M_{cp} و M_{cp}/I_c مقادیر ضریب مقاومت افزون را برای قاب‌ها با هندسه و مشخصات مکانیکی گوناگون نشان می‌دهد. در این نمودار، ارتفاع طبقه، d همواره ۳ متر و عرض پانل‌ها b برابر ۳، ۴ و ۵ متر، تنش‌های تسلیم ورق فولادی F_y برابر ۱۶۰۰، ۲۴۰۰، ۳۰۰۰ و ۳۶۰۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع، و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی از ۰/۵ تا ۱۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

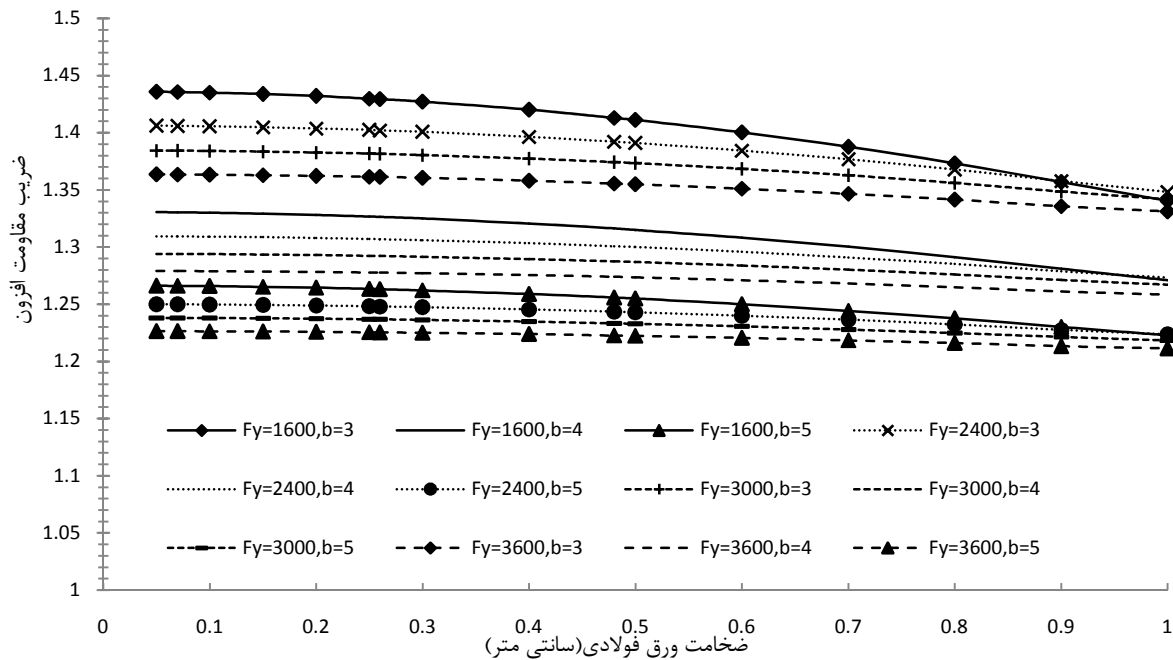
$$M_{cp,use} = M_{cp,min} = \frac{\sigma_{ty} \cdot t \cdot d^2}{8} \cos^2 \theta \quad (26)$$

جدول (۳) مشخصات سازه‌های طبقه اول سازه سه طبقه و مقایسه ضرایب مقاومت افزون به دست آمده از تحلیل اجزاء محدود و فرمول پیشنهادی

Ω	ابعاد پانل		مشخصات ستون فولادی				مشخصات ورق فولادی				
	مدل اجزاء محدود	b (m)	h (m)	M_p (kN.m)	Z (cm ³)	Section	F_y (MPa)	E (GPa)	t (mm)	F_y (MPa)	E (GPa)
۱.۴۲	۱.۴۵	۳.۰۵	۳.۹۶	۴۱۶.۱	۱۲۰۶.۱	W14x370	۳۴۵	۲۰۰	۴.۷۶	۳۲۳	۲۰۰



شکل (۱۸) نمودار تغییرات ضریب مقاومت افزون قاب یک دهانه، یک طبقه (با قاب محیطی مشابه نمونه آزمایش دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی) دیوار برشی فولادی با مشخصات هندسی و مکانیکی مختلف براساس رابطه پیشنهادی



شکل (۱۹) نمودار تغییرات ضریب مقاومت افزون قاب یک دهانه، یک طبقه (با ارتفاع ثابت طبقه ۳ متر و دهانه متغیر) دیوار برشی فولادی با مشخصات هندسی و مکانیکی مختلف براساس رابطه پیشنهادی

این است که با کاهش تنش تسلیم (نرم تر شدن) ورق، ضریب مقاومت افزون زیادتر می شود؛ به گونه ای که برای یک پانل با ابعاد داده شده با کاهش تنش تسلیم ورق از ۳۶۰۰ به ۱۶۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، این ضریب بیش از ۵ درصد افزایش می یابد.

۹- نتیجه گیری

از نتایج این پژوهش این است که ضریب مقاومت افزون سازه های با دیوار برشی فولادی را می توان به طور تحلیلی و با توجه به مشخصات هندسی و سازه ای طبقه اول آن سازه تخمین زد. با توجه به بررسی های تحلیلی و آزمایشگاهی در این پژوهش، با کاهش ضخامت ورق، این ضریب افزایش می یابد. برای یک ورق با ضخامت و تنش تسلیم خاص، هنگامی که پانل مربعی است، ضریب مقاومت افزون، بیشینه است. وقتی طول دهانه بیشتر از ارتفاع طبقه است ($b/d > 1.0$)

از شکل (۱۹): (۱) طول دهانه قاب b و یا نسبت b/d تأثیر چشم گیری بر ضریب مقاومت افزون دارد؛ به گونه ای که برای یک تنش تسلیم ورق داده شده، ضریب مقاومت افزون قاب با دهانه ۳ متر، ۱۱ درصد بیش از ضریب متناظر با دهانه ۵ متر است. بنابراین دهانه کمتر (و یا نسبت b/d کمتر) قاب، بازپخش نیروهای داخلی را بیشتر تسهیل می کند؛ (۲) با کاهش ضخامت ورق، ضریب مقاومت افزون، همواره افزایش می یابد ولی نرخ تغییرات، بسته به ضخامت ورق، متفاوت است. برای $t < 6$ mm، تغییرات این ضریب با ضخامت، کم است و محدوده تغییرات آن بسته به طول دهانه b و تنش تسلیم ورق، بین $1/22$ تا $1/44$ است؛ ولی برای $t > 6$ mm، سیر نزولی ضریب مقاومت افزون با افزایش ضخامت ورق تسریع شده و با کاهش تنش تسلیم ورق، این کاهش سریع تر نیز می شود؛ به گونه ای که برای $t = 10$ mm این ضریب برای طول دهانه ها و تنش های تسلیم مختلف به $1/21$ تا $1/35$ تغییر می کند و (۳) نتیجه مهم دیگر

- [6] Sabouri-Ghomi S., and Gholhaki M. "Ductility of thin plate shear walls" *Asian Journal of civil engineering (Building and housing)*, 9 (2) (2008) 153-166
- [7] Sabouri-Ghomi, S. and Gholhaki, M., "Cyclic tests on two specimens of three-story ductile steel plate shear wall", Report of Tests, Building and Housing Research Center (BHRC), (2006), 167 pages.
- [۸] صبوری، س و قلهکی، م. "آنالیز و طراحی برشی دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر با استفاده از مدل اندرکنش ورق و قاب"، سومین کنگره ملی مهندسی عمران دانشگاه تبریز، دانشکده فنی مهندسی عمران، ۱۳۸۶.
- [9] Berman J.W., "Seismic behavior of code designed steel plate shear walls" *Journal of Engineering Structures*, 33 (2011), 230-244.
- [10] ANSYS® Academic Research, Release 14.0, Help System, Coupled Field Analysis Guide, ANSYS, Inc.

ضریب مقاومت افزون بیشتر از هنگامی است که طول دهانه کمتر از ارتفاع طبقه ($b/d < 1.0$) است. با کاهش تنش تسلیم ورق، ضریب مقاومت افزون، افزایش یافته که گویای این است که فولاد نرم، بازپخش نیروهای داخلی را پس از ورود به مرحله غیرخطی، بهتر تسهیل می‌کند.

برای سازه‌های واقعی با ابعاد پانل و ضخامتهای ورق متعارف، تغییرات ضریب مقاومت افزون با ضخامت ورق، ناچیز و با تقریب قابل قبولی می‌توان این ضریب را ثابت و بسته به طول دهانه b و تنش تسلیم ورق، $1/22$ تا $1/44$ در نظر گرفت. برای نمونه، برای ضخامت ورق ۴ میلی‌متر و دهانه ۴ متر و تنش تسلیم ۲۴۰۰، این ضریب حدود $1/3$ است. همچنین مشخص شد که ضریب مقاومت افزون نسبت به زاویه میدان کشش قطری خیلی حساس نیست، اگرچه در موارد کمی، ضریب به دست‌آمده از رابطه پیشنهادی، کمتر از مقدار آزمایشگاهی بوده ولی سرانجام ضریب اطمینان بالاتری در طراحی ایجاد خواهد شد.

۱۰- مراجع

- [۱] صبوری، س، سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی - مقدمه‌ای بر دیوارهای برشی فولادی، تهران، ۱۳۸۰.
- [2] Sabouri-Ghomi, S., and Roberts, T.M. "Nonlinear dynamic analysis of steel plate shear walls including shear and bending deformations", *Engineering Structures*, 14, (5), (1991), 309-317.
- [3] Sabouri-Ghomi S. *Lateral load resisting systems: an introduction to steel shear walls*, Anguizeh Publishing Ltd., Tehran, Iran, 2002.
- [4] Rahgozar M.A. and Humar J.L. "Accounting for overstrength in seismic design of steel structures" *Canadian Journal of Civil Engineering*, 25 (1998) 1-15.
- [5] Uang, C. M., "Establishing R (or R_w) and Cd factors for building seismic provisions", *ASCE, Journal of structural engineering*, 117(1), (1991) 19-28.