

مطالعه نظری و تحلیلی رفتار غیر خطی دیوارهای برشی فولادی تقویت شده قطری

عرفان علوی* و فریبرز ناطقی الهی**

پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

(دریافت مقاله: ۸۶/۷/۶ - دریافت نسخه نهایی: ۸۸/۲/۱۵)

چکیده - بر مبنای تحقیقات انجام شده در دهه های اخیر، دیوارهای برشی فولادی به عنوان سیستم های مناسب باربر جانبی در طراحی لرزه ای سازه ها و مقاوم سازی ساختمان های موجود شناخته شده اند و به صورت تقویت شده یا تقویت نشده به کار می روند. مطالعات محدودی که بر روی سیستم تقویت شده صورت گرفته است نشان می دهد که تقویت یک دیوار برشی فولادی با سخت کننده های متداول افقی و قائم مناسب، باعث بهبود رفتار غیر خطی آن می شود. لکن استفاده از این سخت کننده ها که عمدتاً "برای جلوگیری از کمانش برشی الاستیک ورق پر کننده به کار می روند هزینه بر و وقت گیر است. از این رو در این تحقیق، تقویت دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده های قطری و رفتار غیر خطی آنها بررسی شده اند و روابط نظری منتج از مطالعات نظری که به کمک روش های تحلیلی معتبر دقت سنجی شده اند، به منظور برآورد ظرفیت مقاومت برشی این سیستم و تعیین ابعاد سخت کننده های قطری ارائه شده اند. نتایج نشان می دهند که سخت کننده های قطری در کاهش طول مؤثر کمانشی نوارهای مورب مؤثر بوده اند و باعث افزایش مقاومت برشی حد الاستیک ورق فولادی دیوار و مقاومت نهایی برشی سیستم نسبت به حالت تقویت نشده شده اند. همچنین، بین نتایج حاصل شده از روش نظری پیشنهادی با نتایج مدلهای تحلیلی تطابق خوبی وجود دارد.

واژگان کلیدی: دیوارهای برشی فولادی، سخت کننده های قطری، تحلیل غیر خطی، مقاومت برشی

Theoretical and Analytical Study of Non-linear Behavior of Diagonally Stiffened Steel Plate Shear Walls

E. Alavi, and F. Nateghi Alahi

Structural Engineering Department, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology

Abstract: Based on the studies over the recent decades, steel plate shear walls, SPSWs, have been introduced as appropriate seismic load resisting systems, which have come to be used in structural design and in retrofitting of existing buildings with different configurations, both stiffened and un-stiffened. The few investigations carried out on SPSWs have shown that stiffening of a thin steel plate shear wall with the conventional horizontal and vertical stiffeners improves its non-linear behaviour.

** - استناد

* - دانشجوی دکترای سازه - زلزله

However, application of conventional stiffeners, commonly used for precluding incidence of shear elastic buckling in infill plates, is time-consuming and imposes high-fabrication costs. This study was, therefore, carried out to investigate the stiffening of SPSWs with diagonal stiffeners and their non-linear behaviour. The theoretical formulas validated against analytical results are presented that are used to estimate the shear strength capacity of the system and to size the diagonal stiffeners. The results show that diagonal stiffeners reduced the effective lengths of buckling in the inclined infill steel plate strips and, consequently, increased the elastic shear strength of the infill steel plate as well as the ultimate shear capacity of the system when compared to un-stiffened steel shear walls. Good agreement is also observed between theoretical and analytical results.

Keywords: Steel plate shear wall, Diagonal stiffeners, Non-linear analysis, Shear strength.

۱- مقدمه

در طول سه دهه اخیر، تحقیقات زیادی بر روی دیوار برشی فولادی صورت گرفته است و نتیجه این تحقیقات نشان داده است که دیوار برشی فولادی یک سیستم قابل اطمینان مقاوم در برابر بارهای زلزله در مناطق پر خطر است. دیوار برشی فولادی معمولاً در طراحی سازه‌ها یا مقاوم سازی ساختمانهای موجود به صورت تقویت شده یا تقویت نشده استفاده می‌شود.

در روش اول، دیوارهای برشی فولادی با استفاده از سخت کننده‌های افقی و عمودی همانند تیر ورق‌ها به نحوی تقویت می‌شوند که از کمانش خارج صفحه ورق پر کننده جلوگیری شود و از رسیدن آن به حد خمیری کامل اطمینان حاصل شود. تاکاهاشی و همکاران [۱] در رابطه با دیوارهای برشی فولادی سخت شده با سخت کننده‌های سبک و سنگین مطالعاتی انجام دادند و نشان دادند که سیستم تقویت شده دارای ظرفیت بالای جذب انرژی در برابر نیروی زلزله است و دارای حلقه هیستریزس پایدار و دوکی شکل به جای S شکل است و همچنین سختی جانبی مناسبی نیز دارا است. از سوی دیگر، ساخت و اجرای تعداد زیادی سخت کننده افقی و قائم می‌تواند زمان بر بوده و هزینه بیشتری نسبت به دیوار برشی تقویت نشده داشته باشد و از طرفی مطالعات معدودی در معادله با سیستم تقویت شده صورت گرفته است. جزییات بیشتر در خصوص پیشینه تحقیقات بر روی این سیستم توسط آستانه-اصل [۲] ارائه شده است.

روش دوم، استفاده از دیوار برشی فولادی با ورق نازک تقویت نشده است که بر مقاومت پس کمانشی^۱ ورق فولادی به دلیل توسعه عملکرد میدان کششی در ورق فولادی بعد از

کمانش الاستیک خارج از صفحه ورق استوار است. بنابراین رفتار غیر خطی در جا به جاییهای جانبی نسبی^۲ نسبتاً کم در اثر کمانش خارج از صفحه ورق فولادی دیوار پدیدار می‌شود [۳]. از طرفی، در برخی موارد پدیده باریک شونده‌گی^۳ در منحنی هیستریزس این سیستمها به‌ویژه اگر المانهای مرزی آنها به اندازه کافی مقاومت و سختی نداشته باشند، ایجاد می‌شود. در محدوده‌های رفتار غیر خطی سیستم و در هنگام معکوس شدن جهت نیرو، ورق فولادی دچار کاهش در سختی و مقاومت می‌شود تا زمانی که عملکرد میدان کششی در جهت مخالف فعال شود، این امر باعث ایجاد پدیده باریک شونده‌گی در منحنیهای هیستریزس می‌شود [۴]. به‌هرحال، انتظار می‌رود یک دیوار برشی فولادی تقویت نشده که خوب طراحی شده باشد بتواند به ظرفیت نهایی پیش بینی شده در مدارک علمی برسد و آن را تحت شکل پذیری بالا به خوبی تحمل کند [۳]. در سالهای اخیر، مطالعات زیادی بر روی این سیستم انجام شده است که نتیجتاً مدل‌های نواری^۴ ساده شده‌ای برای شبیه سازی رفتاری و تحلیل ریاضی آن توسط توربورن [۵] پیشنهاد شده است که در آئین نامه‌ها و استانداردهایی از قبیل [۶] AISC- ۳۴۱ و CAN/CSA [۷] پذیرفته شده‌اند.

روشهای دیگری نظیر استفاده از فولاد با تنش تسلیم پایین توسط ناکاشیما [۸] و یا ایجاد درز در دیوارهای برشی فولادی توسط توکوهیتاکا و ماتسویی [۳] و یا دیوارهای برشی مرکب توسط آستانه اصل [۲] برای بهبود رفتار لرزه‌ای سیستم دیوار برشی فولادی تقویت نشده بررسی و پیشنهاد شده‌اند.

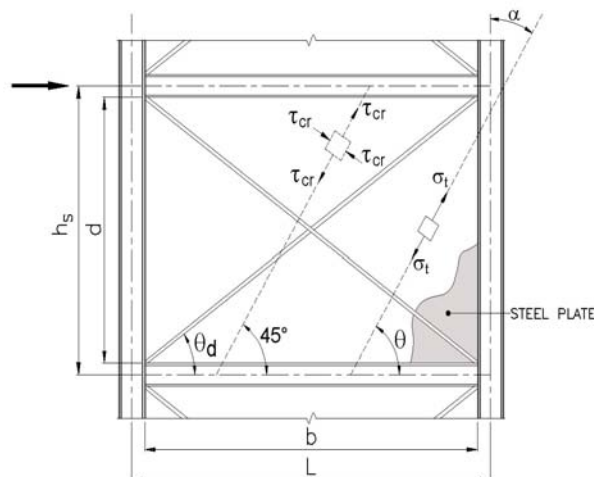
از این رو در ادامه، این مقاله به معرفی دیوار برشی فولادی تقویت شده قطری به عنوان یک سیستم جدید پرداخته و سعی

قابهای خمشی مثل قابهای شیبدار و غیره به کار می رود. به علاوه، یونزوا [۹] و همکارانش بر روی تقویت جان تیر ورقها با کمک سخت کننده های قطری مطالعاتی داشته اند. به طوری که، مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی آنها نشان می دهد که سخت کننده های قطری عملکرد مناسبی در تقویت تیر ورقها داشته اند و نتیجه گرفته اند که با تقویت قطری جان تیر ورق عملکرد میدان کششی ورق همچنان حفظ می شود.

در این مطالعه، فرمولهای استنتاج شده برای تیر ورقهای تقویت شده توسط محققان به دیوار برشی فولادی تقویت شده قطری با در نظر گرفتن تفاوت های موجود بین رفتارهای غیرخطی تیر ورقها و دیوارهای برشی فولادی و منظور کردن اثر قاب فولادی پیرامونی بسط داده شده اند. به علاوه، نتایج مطالعات نظری و تحلیلی بر روی رفتار غیر خطی دیوار برشی فولادی تقویت شده قطری ارائه شده اند. همچنین، فرمولهای لازم برای برآورد مقاومت برشی این سیستم و تعیین ابعاد سخت کننده های قطری پیشنهاد شده اند. چندین مدل تحلیلی اجزای محدود از دیوارهای برشی فولادی تقویت نشده ایجاد شده اند و اعتبار آنها به کمک نتایج آزمایشگاهی معتبر در مدارک علمی و مبانی آیین نامه های بین المللی کنترل و از آن اطمینان حاصل شده است. سپس، سخت کننده های قطری با نسبت های ابعادی و ضخامتهای مختلف به این مدلها اضافه شده اند و تحلیلهای غیرخطی بر روی آنها صورت گرفته اند. همچنین، منحنیهای بار - تغییر مکان جانبی مدلها و نتایج تحلیلها ارائه شده اند. نهایتاً، نتایج مطالعات نظری و ظرفیتهای قابل انتظار توسط فرمولهای ارائه شده با نتایج تحلیلی مقایسه شده اند.

۲- ظرفیت مقاومت برشی

روشی که برای محاسبه ظرفیت برشی نهایی، V ، دیوار برشی فولادی تقویت شده قطری با سخت کننده های X شکل انتخاب شده است، براساس مجموع مقاومتهای برشی اجزای مختلف تشکیل دهنده دیوار برشی فولادی تقویت شده قطری است. شکل (۱)، دیوار برشی فولادی تقویت شده قطری را



شکل ۱- دیوار برشی فولادی با سخت کننده های قطری و پارامترهای مربوطه تحت بار جانبی

دارد تا از فواید سخت کننده ها در رفتار لرزه ای دیوار برشی با ورق فولادی تقویت نشده با حداقل تعداد سخت کننده ها به صورت قطری استفاده کند، که این امر با افزایش مقاومت برشی حد الاستیک ورق فولادی به همراه کاهش اثرات ناشی از کماتش کلی آن میسر می شود. از طرفی، انتظار می رود ظرفیت جانبی کلی سیستم به دلیل مشارکت سخت کننده های قطری افزایش و رفتار غیرخطی آن نیز بهبود یابد. به علاوه، استفاده از این سیستم باعث کاهش هزینه ساخت و اجرا در مقایسه با دیوار برشی فولادی تقویت شده به صورت متداول می شود و سهولت در مراحل ساخت را نیز به همراه خواهد داشت. استفاده از دیوار برشی فولادی تقویت شده در طراحی بعضی از سازه ها از قبیل سازه های بلند مرتبه و یا سازه های صنعتی و یا در شرایطی که محدودیتهای عملکردی و بهره برداری سازه ها نسبت به کماتش خارج از صفحه ورق فولادی وجود دارند و یا در مقاوم سازی سازه های موجود ممکن است نسبت به دیوار برشی فولادی تقویت نشده ترجیح داده شود. برخی نکات در چگونگی انتخاب سیستم دیوار برشی فولادی توسط آستانه اصل [۲] ارائه شده اند. به طور کلی، سخت کردن یک پانل برشی توسط تقویت کننده های قطری یک روش جدید محسوب نمی شود و این روش در تقویت کردن اتصالات صلب در برخی

تحت بار جانبی نشان می‌دهد. فرضیات به‌کار رفته در این روش عبارت‌اند از :

- ۱- المانهای مرزی به اندازه کافی، بر مبنای استانداردها و مدارک علمی و به‌طوری‌که مودهای تردد در آنها اتفاق نیفتند، مقاوم و سخت‌اند تا میدان کششی به صورت یکنواخت در ورق فولادی گسترش یابد.
- ۲- اتصال ورق فولادی به المانهای مرزی آن به‌صورت ساده است.

۳- استفاده از اصل جمع آثار قوا ممکن است.

بدین ترتیب مقاومت نهایی برشی^۵ به‌شکل معادله (۱) پیشنهاد می‌شود :

$$V = V_{cr} + V_t + V_{st} + V_{sc} + V_f \quad (1)$$

که در آن

V_{cr} : مقاومت برشی حد کمانش الاستیک ورق فولادی تقویت شده قطری

V_t : مقاومت برشی ناشی از عملکرد میدان کششی ورق فولادی

V_{st} : مقاومت برشی ناشی از سخت کننده‌های قطری کششی

V_{sc} : مقاومت برشی ناشی از سخت کننده‌های قطری فشاری

V_f : مقاومت برشی قاب، در صورتی‌که اتصال تیر به ستون صلب باشد.

در ادامه، به ارائه معادلات حاکم بر هر کدام از اجزای معادله (۱) پرداخته می‌شود.

V_{cr} به صورت معادله (۲) بیان می‌شود :

$$V_{cr} = \tau_{cr} b t \quad (2)$$

که در آن τ_{cr} تنش بحرانی کمانش الاستیک برشی ورق تقویت شده است که از معادله زیر به دست می‌آید [۱۰] :

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

که در آن D سختی خمشی، E مدول الاستیسیته، b عرض ورق، t ضخامت ورق، ν ضریب پواسون، σ_{yw} تنش حد جاری شدن و K ضریب کمانش الاستیک ورق فولادی‌اند.

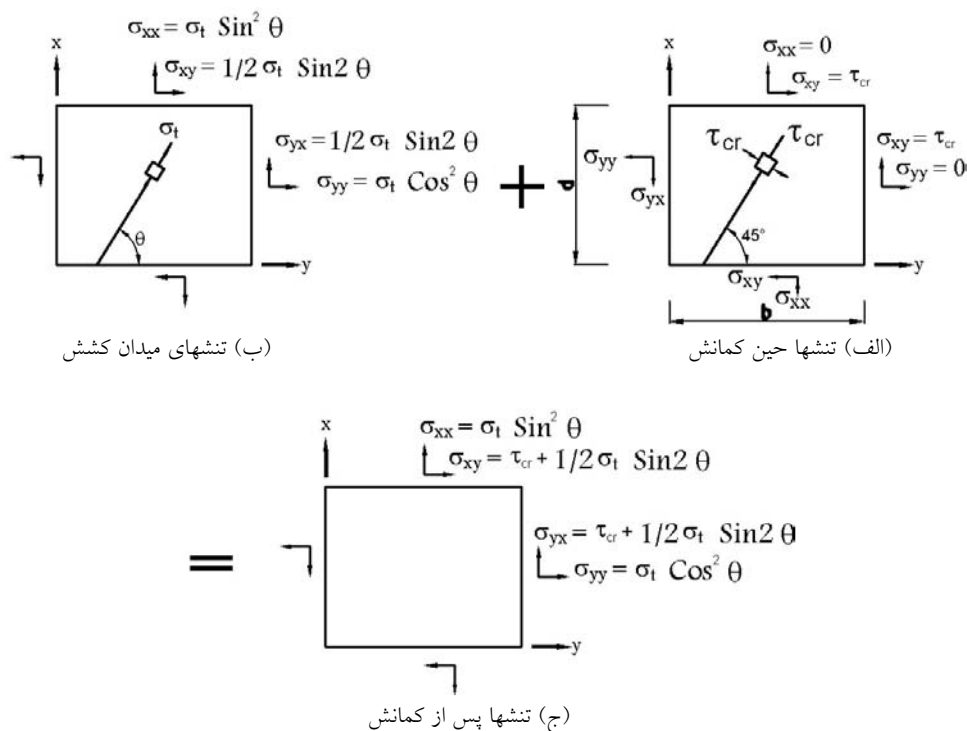
با مراجعه به مطالعات یونزاوا و همکاران [۹] و با استفاده از روش تفاضل محدود، ضریب کمانش الاستیک ورق فولادی سخت شده به‌صورت X شکل را می‌توان به صورت زیر بیان کرد:

$$K = 11.9 + 10.1 / \varphi + 10.9 / \varphi^2 \quad (4)$$

ضریب K به نسبت ضریب شکل، $\varphi = \frac{d}{b}$ ، وابسته است، به‌طوری‌که d ارتفاع ورق فولادی است.

به منظور تخمین مقاومت برشی پس کمانشی ورق V_t ، ابتدا خلاصه‌ای از پیشینه تحقیق در این خصوص ارائه می‌شود:

واگنر [۱۱] برای اولین بار یک میدان کششی کامل و یکنواخت را برای محاسبه مقاومت برشی یک صفحه با جان نازک و بالهای قوی به‌کار برد و نتیجه گرفت که ظرفیت کمانش برشی یک ورق آلومینیومی نازک که در گوشه‌ها به اندازه کافی مهار شده است، ظرفیت نهایی ورق نیست. باسلر [۱۲] آزمایشات برشی را روی تیر ورقها با سخت کننده‌های عمودی انجام داد و معیار شکست آنها را بر پایه یک مدل نظری که با فرض جاری شدن یک نوار عریض قطری کششی است، پیشنهاد داد. در این روش از اثرات و مشارکت بالهای تیر ورق در تحمل نیروی برشی صرف‌نظر شده است. مشاهده شد که جان تیر ورق همان‌طور که در نظریه تنش برشی کمانشی الاستیک پیش بینی شده بود کمانش کرده و به دلیل توزیع تنش در جان، مقاومت پس کمانشی قابل توجهی حاصل شده است. نتایج نشان دادند که ورق پس از کمانش کردن در ناحیه الاستو - پلاستیک همانند یک خرپا با عضو کششی قطری رفتار می‌کند و شکست وقتی اتفاق می‌افتد که پانل تبدیل به مکانیسم پلاستیک شود. این عملکرد خرابایی هم اکنون تحت عنوان عمل میدان کششی^۶ شناخته شده است. راکي و اسکالود [۱۳] دریافتند که سختی بالها تأثیر قابل توجهی روی رفتار پانل دارد، به‌طوری‌که وقتی بالها خیلی نرم‌اند، مکانیسم خرابایی تقریباً "با فرض باسلر همخوانی دارد. اما، اگر دارای سختی زیادی باشند مفصلهای پلاستیک در چهار گوشه پانل ایجاد می‌شوند و چنانچه سختی متوسطی داشته باشند دو عدد از مفصلهای



شکل ۲ - وضعیت تنشها در ورق دیوار برشی فولادی در هنگام کمانش برشی و بعد از کمانش

مفصلهای پلاستیک در گوشه‌های پانل تشکیل شوند و هیچ‌گونه مفصل پلاستیکی در طول اعضای مرزی، در اثر گسترش عمل میدان کششی در ورق پرکننده، به وجود نیاید. مکانیزم گسیختگی نیز مشابه تیر ورقهای با بالهای سنگین بر اساس مطالعات راکي و اسکالود فرض شده است.

در نتیجه، با فرض زاویه θ شیب بین نوارهای مورب با خط افق و با استفاده از معیار تسلیم فون میزس^۷ و مطالعات صبوری-قمی و همکاران [۱۷] معادله (۵) که نشان دهنده شرایط وقوع تسلیم در ورق فولادی است، به دست می‌آید. شکل (۲)، وضعیت و مقادیر اجزای تنشهای σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{xy} را در این حالت نشان می‌دهد. با جایگزینی اجزای تنشها در معادله (۵) و ساده سازی، معادله (۶) حاصل می‌شود و از آنجا تنش کششی قطری σ_t از معادله (۷) به دست می‌آید.

$$(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + \sigma_{yy}^2 + \sigma_{xx}^2 + 6\sigma_{xy}^2 - 2\sigma_{yw}^2 = 0 \quad (5)$$

$$3\tau_{cr}^2 + 3\tau_{cr}\sigma_t \sin 2\theta + \sigma_t^2 - \sigma_{yw}^2 = 0 \quad (6)$$

$$\sigma_t = -\frac{3}{2}\tau_{cr} \sin 2\theta + \sqrt{\sigma_{yw}^2 + \left(\frac{9}{4}\sin^2 2\theta - 3\right)\tau_{cr}^2} \quad (7)$$

پلاستیک در محل بالها در دهانه پانل و دو تاي دیگر در گوشه‌های پانل قرار خواهند گرفت، [۱۴]. یونزوا و همکاران [۹] از روش راکي برای مدلسازی عمل میدان کششی در جان تیر ورقهای سخت شده با تقویت کننده‌های قطری برای حالت بالهای با سختی متوسط استفاده کردند. محققان دیگری از قبیل پورتر و همکاران [۱۵] نیز عمل میدان کششی در تیر ورقها و مکانیسمهای شکست آنها را بررسی کردند.

در ادامه این مطالعات، توربرن [۵] به توسعه یک مدل تحلیلی به منظور ارزیابی مقاومت برشی دیوار برشی فولادی تقویت نشده نازک بر پایه کار واگنر پرداخت و مدل نوارهای مورب را پیشنهاد و پانل برشی را به صورت یک سری نوارهای خطی کششی مورب مدل کرد. تیملر و کولاک [۱۶] زاویه شیب نوارها با محور قائم، α ، را اصلاح کردند، شکل (۱). این روش مدلسازی توسط انجمن استاندارد کشور کانادا [۷] CAN/CSA نیز پذیرفته شده است.

از این رو در بخش مطالعه نظری این تحقیق، اعضای قاب فولادی پیرامونی به اندازه کافی سخت فرض شده‌اند تا

نهایتاً معادله (۱۳) به دست می آید:

$$\begin{aligned}\sigma_{st} &= \left[\frac{1-\nu}{2} \sigma_t + \frac{1+\nu}{2} \sigma_t \cos 2(\theta_d - \theta) \right] \\ &\quad + [(1+\nu) \tau_{cr} \cos 2(\theta_d - 45)] \leq \sigma_{ys} \\ &= \left[\frac{\sigma_t}{2} (1 + \cos^2(\theta_d - \theta) - \sin^2(\theta_d - \theta)) \right. \\ &\quad \left. - \frac{\nu \sigma_t}{2} (1 - \cos^2(\theta_d - \theta) + \sin^2(\theta_d - \theta)) \right] \\ &\quad + [(1+\nu) \tau_{cr} \sin 2\theta_d] \\ &= [\sigma_t \cos^2(\theta_d - \theta) - \nu \sigma_t \sin^2(\theta_d - \theta)] \\ &\quad + [(1+\nu) \tau_{cr} \sin 2\theta_d] \Rightarrow \\ \sigma_{st} &= \sigma_t [1 - (1+\nu) \sin^2(\theta_d - \theta)] \\ &\quad + [(1+\nu) \tau_{cr} \sin 2\theta_d] \leq \sigma_{ys}\end{aligned}\quad (13)$$

تنش فشاری در سخت کننده های قطری نیز به صورت معادله (۱۴) خلاصه و نتیجه گیری می شود:

$$\begin{aligned}\sigma_{sc} &= -\sigma_t [1 - (1+\nu) \sin^2(\theta_d + \theta)] \\ &\quad + [(1+\nu) \tau_{cr} \sin 2\theta_d] \leq \sigma_{crs}\end{aligned}\quad (14)$$

به طوری که، σ_{ys} تنش حد جاری شدن سخت کننده قطری و σ_{crs} تنش حد کمانش فشاری سخت کننده های قطری اند. در خصوص تخمین تنش حد کمانش فشاری سخت کننده ها، مطالعاتی توسط محققان صورت گرفته است و روابطی نیز در آیین نامه های طراحی فولاد با توجه به محل استفاده از سخت کننده ها ارائه شده اند. در اینجا، σ_{crs} بر مبنای کار باسلر و تورلیمان^۸ و یونزاوا و همکاران [۹] به کمک معادلات (۱۵) الی (۱۹) به دست می آید.

$$\sigma_{crs} = \frac{\sigma_{ys}}{\lambda^2} \quad \text{for } \lambda \geq \sqrt{2} \quad (15)$$

$$\sigma_{crs} = \sigma_{ys} (1 - 0.53(\lambda - 0.45)^{1.36}) \quad \text{for } 0.45 \leq \lambda < \sqrt{2} \quad (16)$$

$$\sigma_{crs} = \sigma_{ys} \quad \text{for } \lambda < 0.45 \quad (17)$$

که در آن:

$$\lambda = (b_s / t_s) \sqrt{12(1-\nu^2)(\sigma_{ys} / E)(\pi^2 k_s)} \quad (18)$$

$$k_s = (b_s / l)^2 + 0.425 \quad (19)$$

که در آن b_s پهنا، t_s ضخامت و l طول مؤثر سخت کننده های قطری است. به علاوه، برای جلوگیری از کمانش موضعی سخت کننده ها، با توجه به نتایج تحلیل عددی حاصل شده در این تحقیق پیشنهاد

می شود که نسبت پهنا به ضخامت $\left(\frac{b_s}{t_s} \right)$ سخت کننده های قطری

$$\theta = 90 - \alpha \quad (8)$$

که در آن شیب α برابر است با:

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + t.h_s \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h_s^3}{360.I_c.L} \right)}} \quad (9)$$

که در آن A_c سطح مقطع ستون، A_b سطح مقطع تیر، I_c ممان اینرسی ستون، L طول دهانه و h_s ارتفاع طبقه اند. سایر مشخصات در شکل (۱) ارائه شده اند.

سپس مقاومت برشی V_t ناشی از عمل میدان کششی، بر مبنای تنش برشی σ_{xy} که در شکل (۲-ب) نشان داده شده است، از معادله (۱۰) حاصل می شود:

$$V_t = \frac{1}{2} \sigma_t b t \sin 2\theta \quad (10)$$

مقاومت های برشی ناشی از سخت کننده های قطری V_{st} و V_{sc} که تصویرهای در راستای افق نیروهای محوری ایجاد شده در سخت کننده های قطری اند، به ترتیب از معادلات (۱۱) و (۱۲) نتیجه می شوند:

$$V_{st} = A_s \sigma_{st} \cos \theta_d \quad (11)$$

$$V_{sc} = A_s \sigma_{sc} \cos \theta_d \quad (12)$$

که در آن A_s سطح مقطع کششی یا فشاری سخت کننده قطری و θ_d زاویه سخت کننده های قطری با محور افقی اند، شکل (۱). σ_{st} تنش محوری کششی و σ_{sc} تنش محوری فشاری در سخت کننده های قطری اند که با استفاده از جمع آثار قوا و براساس قانون هوک و تحلیل دایره مور به دست می آیند. تنش برشی حد کمانش الاستیک ورق و تنش کششی حاصل از عملکرد میدان کششی، در راستای سخت کننده ها تنش های کششی یا فشاری اعمال می کنند. لازم به ذکر است با توجه به سخت شدن ورق در محل اتصال سخت کننده ها به ورق، طبق قانون هوک تنش های $\nu \sigma_t$ و $\nu \tau_{cr}$ نیز در جهات عمود بر راستاهای تنش های σ_t و τ_{cr} در ورق ایجاد می شوند. از این رو، با توجه به زوایای اثر تنشها نسبت به سخت کننده ها و داشتن τ_{cr} و σ_t و θ از معادلات (۳) و (۷) و (۸) و تبدیل اثر تنشها در راستای سخت کننده ها به کمک دایره مور، تنش کششی در سخت کننده های قطری با استفاده از معادلات زیر و

به معادله (۲۰) که در آئین نامه [۱۷] AISC ۳۶۰ برای تقویت کننده‌های عرضی ارائه شده است، محدود شود:

$$b_s / t_s \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{\sigma_{ys}}} \quad (20)$$

مقاومت برشی قاب فلزی پیرامونی به صلبیت اتصالات تیر به ستون بستگی دارد و از دید نظری اگر اتصالات به صورت ساده فرض شوند $V_f = 0$ است و برای اتصالات صلب V_f را می‌توان ظرفیت برشی مکانیزم گسیختگی ناشی از تشکیل مفصلهای پلاستیک در اعضای مرزی به حساب آورد. برای یک ساختمان یک طبقه دیوار برشی فولادی، با فرض اینکه تیرها مقاومت و سختی کافی دارند تا میدان کششی را مهار کنند، مفصلهای پلاستیک به احتمال زیاد به جای اینکه در تیرها شکل بگیرند در نقاط بالا و پایین ستونها پدید می‌آیند، صوری-قمی و همکاران [۱۷]. از سوی دیگر، برای یافتن مکانیزم شکست حاکم در قابهای چند طبقه ممکن است نیاز به انجام تحلیلهای استاتیکی غیر خطی^۹ برای محاسبه V_f باشد. علاوه بر آن، حتی در قاب یک طبقه نیز ممکن است تعدادی از مفصلهای پلاستیک در تیر به وجود آیند، برمن و برونو [۱۹].

با این حال، نتایج مطالعات نگارندگان نشان داده است که در دیوارهای برشی فولادی تقویت شده ظرفیت برشی قاب به نتایج فرض تشکیل مفاصل خمیری در ستونها نزدیک است، ناطقی - علوی [۲۰]. از این رو، V_f با فرض تشکیل مفاصل خمیری در ستونها از معادله (۲۱) حاصل می‌شود.

$$V_f = 4M_{pc} / h_s \quad (21)$$

که در آن M_{pc} ، ممان پلاستیک ستون است. سرانجام، با جایگزینی معادله‌های (۲)، (۱۰-۱۲) و (۲۱) در معادله (۱)، معادله (۲۲) بر حسب پارامترهای تعریف شده به دست می‌آید که نشان دهنده مقاومت برشی نهایی دیوار برشی فولادی سخت شده قطری (X شکل) یک طبقه با اتصالات صلب تیر به ستون است:

$$V = \tau_{cr} b t + \frac{1}{2} \sigma_t b t \sin 2\theta + A_s (\sigma_{st} + \sigma_{sc}) \cos \theta_d + \frac{4M_{pc}}{h_s} \quad (22)$$

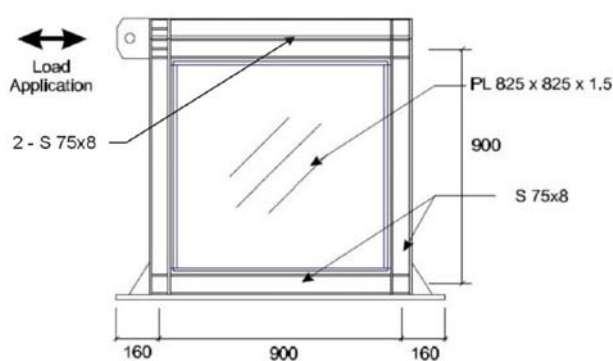
۳- مطالعه تحلیلی

چندین مدل عددی دیوار برشی فولادی یک طبقه تقویت نشده و تقویت شده به کار گرفته شده‌اند تا روش نظری و معادلات ارائه شده در تخمین مقاومت برشی دیوار برشی فولادی تقویت شده قطری مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرند. از نرم افزار ANSYS که برای حل عددی غیر خطی چنین مسائلی مناسب است برای مدلسازی و تحلیل، استفاده شده است. دقت مدل‌های عددی با داده‌های آزمایشگاهی به دست آمده از مطالعات قبلی محققان، بررسی و سنجیده شده است و برای مدل‌هایی که داده‌های آزمایشگاهی نداشته‌اند با نتایج قابل انتظار بر مبنای آیین نامه‌های معتبر برای دیوارهای برشی فولادی تقویت نشده و تقویت شده معمول اعتبارشان بررسی و از دقت آنها به دلایلی که در ادامه شرح داده شده اطمینان حاصل شده است. از مدل چند خطی سخت شونده سینماتیک^{۱۰} برای مدلسازی رفتار غیر خطی فولاد نرمه مطابق شکل‌های (۴) و (۱۰) استفاده شده است، و ویژگیهای الاستیک آن ایزوترپ فرض شده است. چنانچه، بارهای اعمال شونده به سازه به صورت کاملاً درون صفحه‌ای تصور شوند، پدیده کمانش به صورت عددی اتفاق نمی‌افتد و توسعه نمی‌یابد، مگر آنکه تغییر شکل‌های خارج از صفحه‌ای به صورت نقص اولیه اعمال شوند. موضوع نحوه ایجاد نقص اولیه و اثرات آن در پاسخها و نتایج سازه‌ای مبحث گسترده‌ای است و مطالعات زیادی هم در این خصوص صورت گرفته است. در حل عددی دیوارهای برشی فولادی نیز چندین روش توسط محققان به کار گرفته شده‌اند که به تعدادی از آنها در ادامه اشاره شده است.

ژو و لو [۲۱] نقصهای اولیه را از جمع آثار قوای ناشی از چندین مود کمانش برشی ورق پر کننده به دست آوردند و در تحلیل اجزای محدود یک دیوار برشی فولادی ۱۲ طبقه به کار بردند. دراپور و همکاران [۲۲] نقصهای اولیه را در تحلیل اجزای محدود نمونه آزمایشی شان بر پایه اولین مد کمانش برشی ورق پر کننده اعمال کردند. بهبهانی فرد و همکاران [۲۳] یک مدل سه طبقه دیوار برشی فولادی تقویت نشده را آزمایش

گونه نقص اولیه‌ای در سیستم اعمال نشود، ظرفیت برشی حاصل شده توسط تحلیل با فرض جابه‌جایی‌های کوچک ممکن است تا حدود ۲۰٪ نسبت به نتایج تحلیل با فرض جابه‌جایی‌های بزرگ، افزایش نشان دهد. در این حالت، نتایج به ظرفیت تسلیم کامل ورق نزدیک‌اند. بنابراین در صورت استفاده از روش اول، می‌بایست با اعمال نقصهای اولیه مناسب با توجه به مودهای کماتشی و تغییر شکل‌های نهایی، نتایج را به سمت ظرفیتهای واقعی سیستم سوق داد. از این رو، روش اول برای دست یافتن به نتایج اولیه در تخمین ظرفیت برشی سیستم به‌کار رفته است.

در هر دو روش، از روش حل ضمنی^{۱۸} بر پایه الگوریتم نیو مارک^{۱۹} استفاده شده است و المان چهار گرهی پلاستیک با شش درجه آزادی در هر گره، Shell 181، برای مدلسازی سه بعدی تمام اجزای دیوار برشی فولادی به‌کار گرفته شده است. بازه‌های زمانی در هر مرحله بارگذاری به دو صورت در برنامه ANSYS قابل تعریف‌اند: الف- روش اتوماتیک ب- تعیین بازه زمانی دلخواه؛ که در اینجا غالباً از بازه‌های زمانی بین ۱/۱۰۰ تا ۱/۴۰۰ برای غلبه بر مشکل همگرایی استفاده شده است. بدین معنی که اگر رسیدن به بار نهایی پس از یک واحد زمانی اتفاق بیفتد، بار به تدریج و بین ۱۰۰ تا ۴۰۰ مرحله به سیستم اعمال می‌شود. از آنجایی که بار نهایی به ابعاد و موقعیت نقصها بستگی دارد، صحت نتایج تحلیلی با نتایج آزمایشگاهی معتبر سنجیده شده‌اند. به همین منظور نمونه آزمایشی SPSW2 که دارای مقیاس ۱/۴ است از کار لوبل و همکاران [۲۴ و ۴] با به‌کار گرفتن اطلاعات موجود در مدارک مربوطه انتخاب شده است، شکل (۳). در این نمونه، مصالح مصرفی در المانهای قاب پیرامونی و ورق پرکننده فولادی متفاوت بوده‌اند. به‌طوری‌که تنش حد تسلیم المانهای مرزی ۳۹۰ مگاپاسکال، و تنش حد تسلیم ورق پرکننده دیوار، ۳۲۰ مگاپاسکال، منظور شده‌اند. شکل (۴)، منحنیهای چند خطی تنش- کرنش فولادهای مصرفی و پارامترهای به‌کار رفته در حل عددی مدل SPSW2 را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که



شکل ۳ - مدل آزمایشگاهی SPSW2 [۴ و ۲۴]

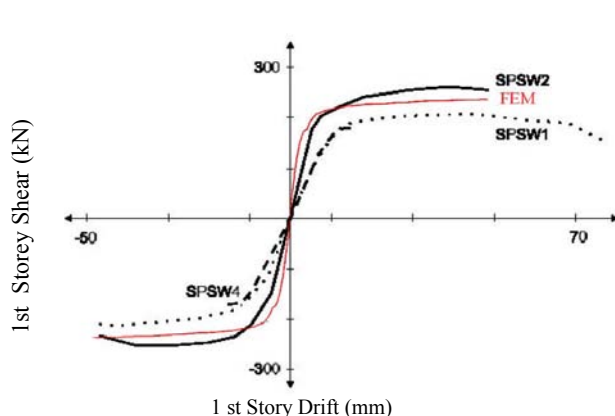
کردند، آنها همچنین نقصهای اولیه را براساس مودهای کماتش برشی دیوار با حداکثر دامنه ۱۰ mm در تحلیل مدل اجزای محدود آن به‌کار بردند.

در این مطالعه، دو روش تحلیل به‌کار گرفته شده است:

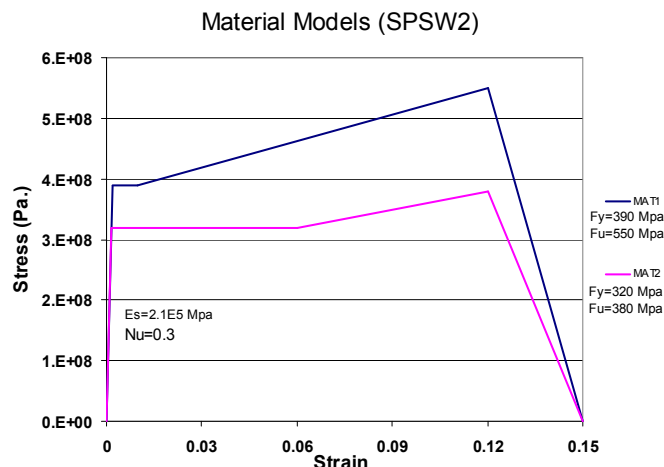
در روش اول، یک تحلیل کماتش مقادیر ویژه سازه انجام شده است و شکل‌های مودهای کماتشی حاصل شده‌اند، سپس تغییر شکل‌های اولیه مناسبی برای شبیه‌سازی و نیل به پاسخ کماتشی احتمالی سازه اعمال شده و تحلیل غیر خطی گذرا^{۱۱} با فرض تغییر مکانهای کوچک^{۱۲} تحت بارگذاری یکنواخت^{۱۳} انجام شده است. تحلیل گذرای غیر خطی از لحاظ رویه شبیه به روش تحلیل استاتیکی غیر خطی است با این تفاوت که اثرات انتگرال گیری زمانی^{۱۴} در این روش تحلیلی قابل اعمال‌اند.

در روش دوم، تحلیل غیر خطی هندسی اجزای محدود^{۱۵} به کمک تحلیل گذرا با فرض تغییر مکانهای زیاد^{۱۶} تحت بارگذاری یکنواخت صورت گرفته است. بنابراین اثرات ناشی از کماتش غیرخطی و کماتش موضعی اعضای فولادی در نتایج اعمال شده‌اند. لکن، این روش بسیار زمان‌بر است و نیاز به سعی و خطا در رسیدن به همگرایی^{۱۷} دارد. از این رو، این روش معمولاً بعد از روش اول استفاده شده است.

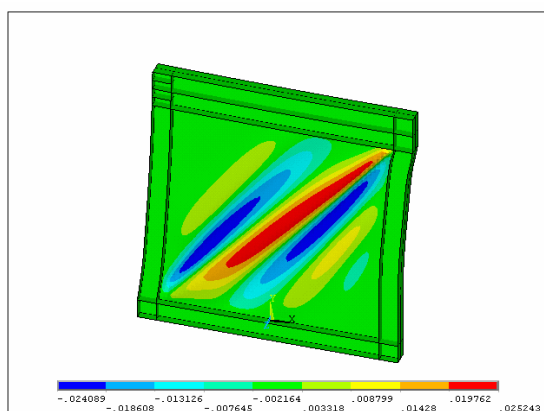
بررسیها نشان می‌دهند در صورتی که مدلها با شرایط فنی مناسب و بر طبق فرضیات و ضوابط حاکم بر رفتار دیوارهای برشی فولادی انتخاب شده باشند و همچنین مودهای ترد یا مکانیزمهای نامناسب در المانهای مرزی رخ ندهند؛ چنانچه هیچ



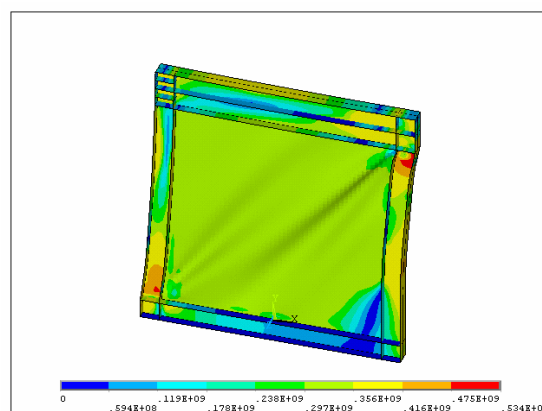
شکل ۵- منحنیهای پوش نیرو - تغییر مکان جانبی نسبی مدل‌های آزمایشگاهی [۴ و ۲۴]، و مدل تحلیلی اجزای محدود SPSW2 (FEM) این مطالعه



شکل ۴ - منحنی تنش - کرنش چند خطی فولادهای MAT1 و MAT2، به ترتیب متعلق به المانهای مرزی و ورق، و پارامترهای به کار رفته در تحلیل عددی SPSW(2)



(ب)



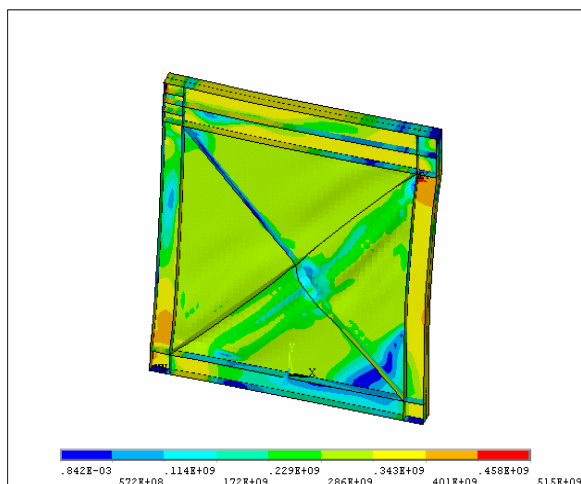
(الف)

شکل ۶ - نتایج مدل اجزای محدود دیوار برشی فولادی SPSW2
(الف) تنشهای فون میزز (پاسکال)، (ب) جابه جاییهای خارج از صفحه (متر)

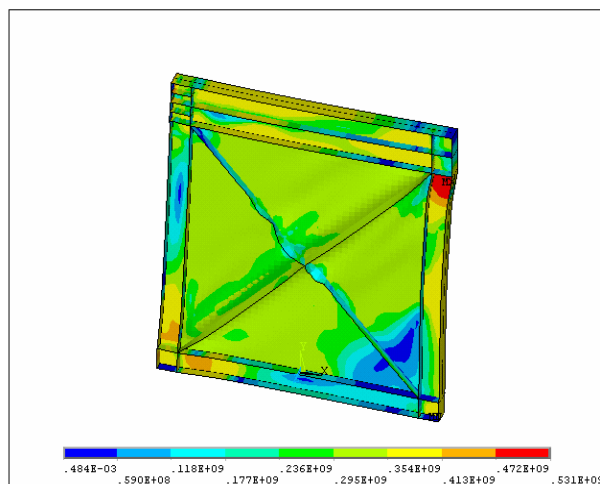
سیستم در جابه جاییهای نسبی زیاد مورد انتظار برای آن بتواند بدون افت قابل ملاحظه حفظ کند، که در اینجا با استفاده از مدل تقریبی دو خطی سازی مرسوم در روش طیف ظرفیت حاصل شده است. سایر نتایج غیر خطی مانند تنشهای بر اساس معیار تسلیم فون میزز و تغییرشکلهای برون صفحه‌ای تحت بار جانبی نهایی در شکل (۶) نمایش داده شده‌اند. در این شکل، مشاهده می‌شود که ورق فولادی پرکننده به تسلیم رسیده است و ستونها نیز در دو انتها به حد گسیختگی نزدیک شده‌اند.

گسیختگی فولادها در کرنشهای بیشتر از ۱۵٪ در تحلیل عددی منظور شده است. منحنیهای بار - تغییر مکان حاصله از تحلیل اجزای محدود غیر خطی با نتایج آزمایشگاهی لوبل و همکارانش در شکل (۵) مقایسه شده‌اند.

با مراجعه به شکل (۵) می‌توان نتیجه گرفت که مدل تحلیلی اجزای محدود (FEM) در برآورد ظرفیت برشی واقعی سیستم با دقت نسبتاً خوبی (اختلاف کمتر از ۵٪) عمل کرده است. در اینجا منظور از ظرفیت برشی، مقاومت برشی نهایی است که



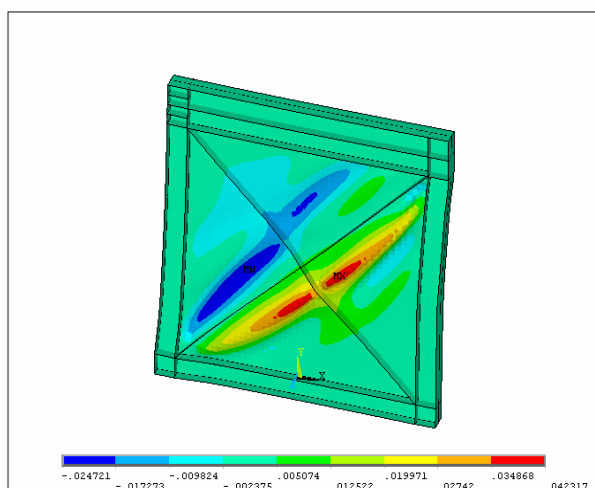
(ب)



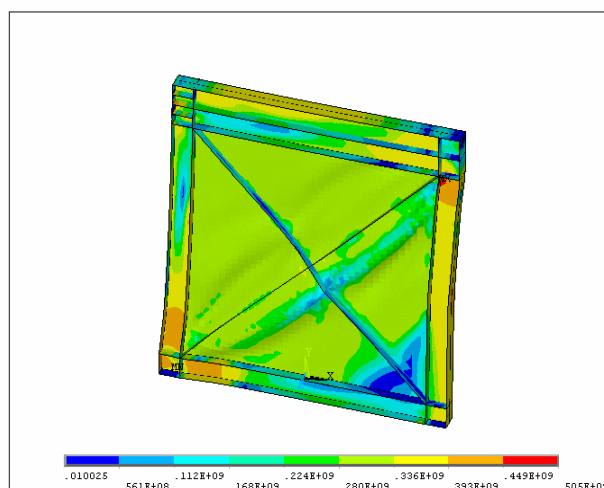
(الف)

شکل ۷ - تنشهای فون میز (پاسکال) دیوار برشی فولادی SPSW2 سخت شده قطری

(الف) با سخت کننده قطری $2 \times 2 \text{ PL}29/5\text{mm} \times 2 \text{ mm}$ (ب) با سخت کننده قطری $2 \times 2 \text{ PL}29/5\text{mm} \times 4 \text{ mm}$



(ب)



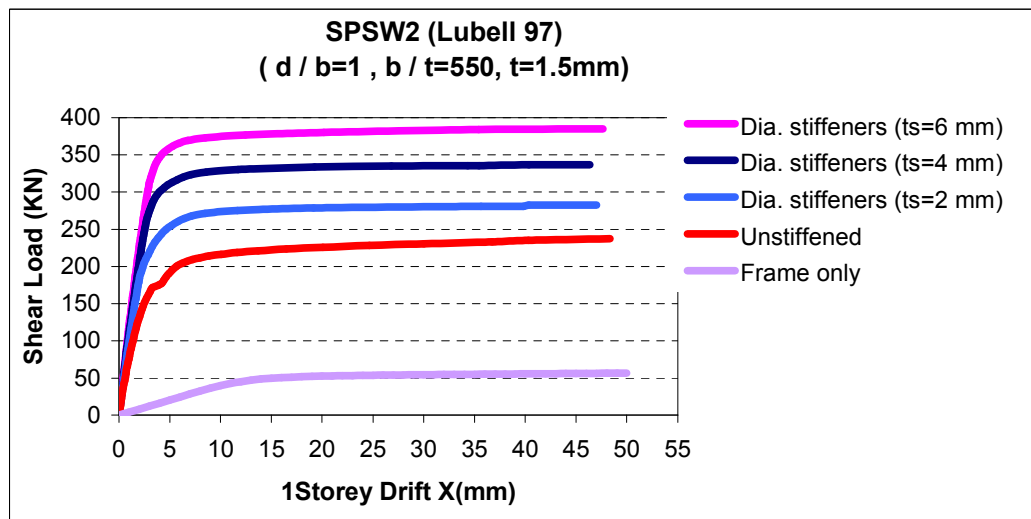
(الف)

شکل ۸ - SPSW2 با سخت کننده قطری $2 \times 2 \text{ PL}29/5\text{mm} \times 6 \text{ mm}$

(الف) تنشهای فون میز (پاسکال) (ب) جابه جاییهای برون صفحه ای (متر)

دیوار برشی فولادی تقویت شده را با سخت کننده های مختلف قطری نشان می دهد. در این شکل مشاهده می شود که ورق پر کننده فولادی به تسلیم رسیده است و با قویتر شدن سخت کننده ها کماتشهای موضعی در آنها کاهش یافته اند. (شکل ۸) تنشهای فون میز و جابه جاییهای خارج از صفحه مدل تقویت شده SPSW2 با سخت کننده های قطری قویتر و با نسبت پهنا

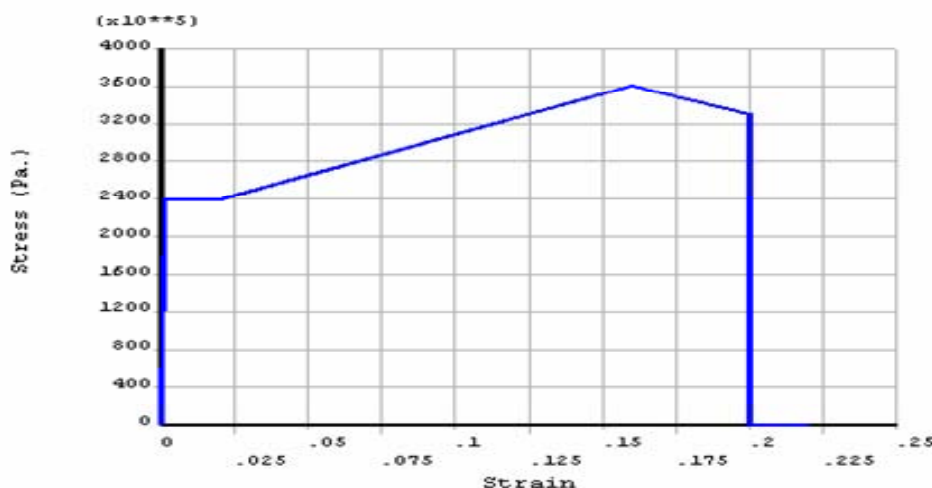
نوارهای کششی پدید آمده و تغییر شکلهای کماتشی ورق فولادی نیز قابل مشاهده اند. سپس، ورق پر کننده در این مدل تحلیلی توسط سخت کننده های قطری دو طرفه با ابعاد مختلف، تقویت شده است و تحلیل غیر خطی تحت بار یک جهته یکنواخت به اجرا درآمده است و ظرفیتهای برشی نهایی سیستمهای جدید حاصل شده اند. (شکل ۷) تنشهای فون میز



شکل ۹ - منحنیهای نیرو - جابه جایی نسبی قاب به تنهایی، دیوار برشی فولادی تقویت نشده و تقویت شده SPSW2 با سخت کننده‌های مختلف قطری

برای بررسی بیشتر، نتایج تحلیل مدل‌های اجزای محدود دیوار برشی فولادی دیگری با مقیاس یک به یک $3\text{ m} \times 3\text{ m}$ ، SPSW(s)، در ادامه ارائه شده است. اتصالات تیر به ستون در این مدل نیز به صورت صلب فرض شده‌اند و اعضای مرزی به صورتی طراحی شده‌اند که احتیاجات دیوارهای برشی فولادی و ضوابط آئین نامه ۳۴۱-AISC [۶]، برای مقاطع فشرده را تأمین کنند. بال‌های ستونها از ورق $18\text{ mm} \times 300\text{ mm}$ PL و جان ستونها از ورق $12\text{ mm} \times 300\text{ mm}$ PL هستند، بال‌های تیرها از ورق $18\text{ mm} \times 200\text{ mm}$ PL و جان تیرها از ورق $12\text{ mm} \times 250\text{ mm}$ PL تشکیل شده‌اند. ضخامت ورق پرکننده دیوار ۳mm است و ضخامت ورق‌های پیوستگی، کف ستونها و سخت کننده‌های مربوط به آنها ۱۸ mm انتخاب شده است. تمام اتصالات ورق‌ها به یکدیگر به صورت ممتد مدل شده است. مواد مصرفی فولاد نرمه تقریباً معادل فولاد نوع ST-37 با تنش حد جاری شدن ۲۴۰MPa و حد نهائی ۳۶۰MPa با رفتار چند خطی سخت شونده سینماتیک فرض شده است، شکل (۱۰). ضریب پواسون $\nu = 0.3$ و مدول الاستیسیته فولاد $E = 210000\text{ MPa}$ مگا پاسکال فرض شده است. مراحل ذیل برای اعتبار سنجی مدل تحلیلی SPSW(s) به کار گرفته شده‌اند:

به ضخامت کوچکتری را نشان می‌دهد، مشاهده می‌شود که سخت کننده‌ها موجب کاهش گستردگی موج‌های کمانشی به نصف در جهت میدان کششی نیز شده‌اند. در شکل (۹) منحنیهای بار - تغییر مکان جانبی نسبی دیوار برشی فولادی SPSW2 برای حالات تقویت نشده و تقویت شده قطری با سخت کننده‌های مختلف و قاب به تنهایی ترسیم شده‌اند. در آن شکل مشاهده می‌شود که شکل پذیری سیستم در حالات تقویت نشده و تقویت شده در حد مطلوبی است، (ظرفیت تحمل جا به جایی نسبی حدود ۴/۵٪). مقاومت سیستم با افزودن سخت کننده‌ها افزایش یافته و منحنی رفتاری در حالت تقویت شده به دلیل کاهش کمانشهای موضعی سیستم نسبت به حالت تقویت نشده بهبود یافته است. همچنین، سختی جانبی الاستیک دیوار تقویت شده قطری در حدود ۱۵٪ تا ۳۰٪ با توجه به ابعاد سخت کننده‌ها نسبت به سیستم تقویت نشده افزایش نشان می‌دهد. در اجرای تحلیل‌های غیر خطی نیز سیستم‌های تقویت شده به زمان کمتری نیاز دارند و همگرایی پاسخهای عددی سریعتر اتفاق می‌افتد. زیرا که، سخت کننده‌ها باعث کاهش اثرات ناشی از وقوع پدیده کمانش که یکی از دلایل عمده مشکل همگرایی در تحلیل‌های عددی غیر خطی است، می‌شوند.



شکل ۱۰ - منحنی تنش - کرنش چند خطی فولاد نرمه در تحلیل عددی SPSW(s)

برای تغییر مکان جانبی نسبتهای ۳/۳٪ معادل (۱۰۰ mm) پدید نیامده و ورق پرکننده کاملاً جاری شده است.

$$h/t_w \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{\sigma_{ys}}} \quad (23)$$

چنانچه فواصل سخت کننده‌ها به نحوی باشد که نسبت عرض به ضخامت ورق پرکننده دیوار از این حد عدول کند، انتظار می‌رود پدیده کماتش در ورق رخ دهد. به عنوان نمونه، در شکل (۱۱-ب) فواصل آنها به دو برابر حالت اول یعنی ۴۰۰ میلی متر افزایش داده شده‌اند، مشاهده می‌شود که پدیده کماتش در ورق پرکننده به وجود آمده و جابه جاییهای خارج از صفحه اتفاق افتاده‌اند. بنابراین نتایج قابل انتظار براساس آئین نامه‌های طراحی از مدل عددی حاصل شده‌اند.

بعد از حصول اطمینان از دقت کافی مدل‌های عددی و مراحل انجام تحلیل‌های غیر خطی، مدل‌های تحلیلی با افزودن سخت کننده‌های قطری توسعه یافته‌اند و تحلیل‌های تکمیلی صورت گرفته‌اند. نتایج مربوط به جابه جاییهای خارج از صفحه و تنش‌های فون میز دیوار برشی فولادی SPSW(s) در حالت تقویت نشده و تقویت شده با سخت کننده‌های قطری با نسبت عرض به ضخامت‌های مختلف در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) در آخرین مرحله بار گذاری یعنی در جابه جایی نسبتهای ۱۰۰ میلی متر، نمایش داده شده‌اند. از مقایسه شکل‌های (۱۲-الف) و

۱- ظرفیت برشی نهایی دیوار برشی فولادی سخت نشده از تحلیل غیرخطی اجزای محدود آن با نتایج قابل انتظار براساس فرمول‌های معتبر موجود مقایسه شده است و میزان دقت مدل تحلیلی در تخمین ظرفیت برشی سیستم ارزیابی شده است. به عنوان نمونه : ظرفیت برشی تحلیلی مدل SPSW2، $V(An.) = 237/1$ kN حاصل شده است. این ظرفیت بر اساس معادله تقریبی ارائه شده در مرجع [۱۹]، $V = 245/6$ kN به دست می‌آید؛ و بر مبنای روابط دقیقتر این مقاله $V(Th.) = 248$ kN نتیجه می‌شود که در جدول (۱) نیز ارائه شده است. ملاحظه می‌شود که نتایج نظری نسبت به نتایج تحلیلی تنها در حدود ۴٪ اختلاف نشان می‌دهند.

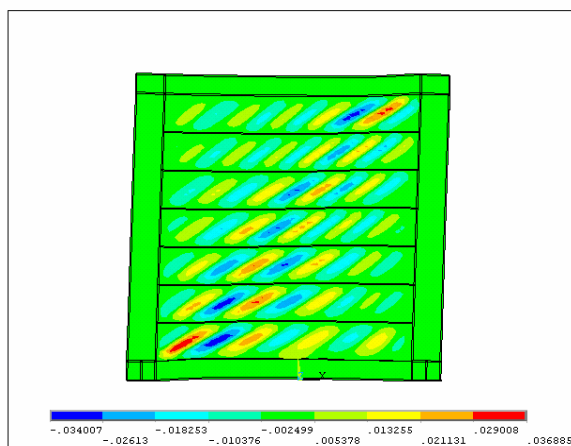
۲- برای بررسی نقش سخت کننده‌ها و به دست آوردن فواصل مؤثر آنها برای جلوگیری از کماتش ورق فولادی پرکننده، از روابط آئین نامه ۳۶۰-AISC [۱۸] برای طراحی تیر ورق‌ها و سخت کننده‌های عرضی آنها استفاده شده تا میزان دقت مدل تحلیلی نسبت به روابط داده شده در آئین نامه بررسی شود. همان‌طور که در شکل (۱۱-الف) مشاهده می‌شود وقتی که فاصله بین سخت کننده‌های عرضی به گونه‌ای است که نسبت عرض به ضخامت ورق پرکننده دیوار در این فاصله از حد تعیین شده طبق معادله (۲۳) تجاوز نکند، در اینجا حدود ۶۷، پدیده کماتش در ورق پرکننده حتی

جدول ۱ - ظرفیتهای برشی نهایی نظری و تحلیلی دیوارهای برشی فولادی تقویت نشده و تقویت شده قطری با سخت کننده‌های مختلف و مقایسه نتایج آنها

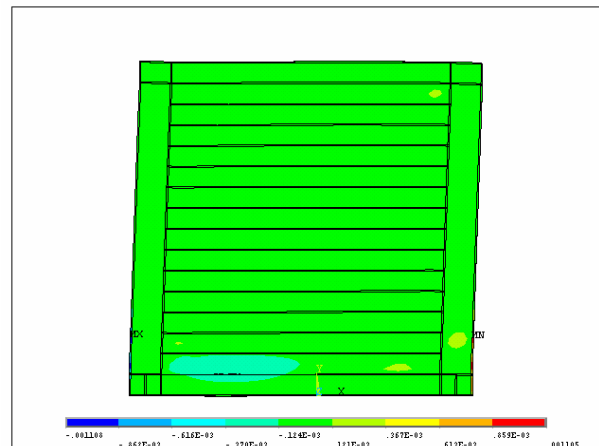
مدلها	سخت کننده‌های نظری		مقادیر نظری											مقادیر تحلیل	$\frac{V(An)}{V(Th)}$
	ts mm	$\frac{bs}{ts}$	$\tau_{cr}^{(2)}$ MPa	α deg.	σ_t MPa	σ_{st} MPa	σ_{sc} MPa	V_{cr} KN	V_t KN	V_{st} KN	V_{sc} KN	V_f KN	V(Th.) KN	V(An.) KN	
SPSW2 (Lubell-97)	۰ ^(۱)	-	۶/۳	۳۷	۳۱۰/۹	۰	۰	۷/۸	۱۸۴/۹	۰	۰	۵۵/۳	۲۴۸/۰	۲۳۷/۱	۰/۹۶
	۲	۱۴/۷۵	۲۰/۶	۳۷	۲۸۹/۷	۳۰۹/۲	۱۰۶/۴	۲۵/۵	۱۷۲/۳	۲۵/۸	۸/۹	۵۵/۳	۲۸۷/۸	۲۸۰/۸	۰/۹۸
	۴	۷/۳۷۵	۲۰/۶	۳۷	۲۸۹/۷	۳۰۹/۲	۱۰۶/۴	۲۵/۵	۱۷۲/۳	۵۱/۶	۱۷/۸	۵۵/۳	۳۲۲/۵	۳۳۴/۹	۱/۰۴
	۶	۴/۹۲	۲۰/۶	۳۷	۲۸۹/۷	۳۰۹/۲	۱۰۶/۴	۲۵/۵	۱۷۲/۳	۷۷/۴	۲۶/۷	۵۵/۳	۳۵۷/۲	۳۸۰/۵	۱/۰۷
SPSW(s)	۰ ^(۱)	-	۲/۲	۴۰	۲۳۶/۷	۰	۰	۱۷/۷	۹۴۴/۱	.	۰	۵۱۰/۸	۱۴۷۲/۶	۱۴۴۲/۸	۰/۹۸
	۵	۲۰	۷/۷	۴۰	۲۲۸/۵	۲۳۶/۳	۷۶/۳	۶۲/۴	۹۱۱/۴	۱۶۷/۱	۵۴/۰	۵۱۰/۸	۱۷۰۵/۷	۱۶۹۵/۷	۰/۹۹
	۱۰	۱۰	۷/۷	۴۰	۲۲۸/۵	۲۳۶/۳	۷۶/۳	۶۲/۴	۹۱۱/۴	۳۳۴/۲	۱۰۸/۰	۵۱۰/۸	۱۹۲۶/۸	۱۹۶۹/۰	۱/۰۲
	۱۲	۸/۳۳	۷/۷	۴۰	۲۲۸/۵	۲۳۶/۳	۷۶/۳	۶۲/۴	۹۱۱/۴	۴۰۱/۰	۱۲۹/۶	۵۱۰/۸	۲۰۱۵/۲	۲۱۳۸/۶	۱/۰۶

(۱): سخت نشده

(۲): در دیوارهای برشی فولادی سخت نشده، ضریب کمانشی $\left\{ \begin{array}{l} K = 5.35 + 4/\phi^2, \phi \geq 1 \\ K = 4 + 5.35/\phi^2, \phi \leq 1 \end{array} \right.$ در محاسبه تنش برشی بحرانی τ_{cr} در معادله (۳) فرض شده است.

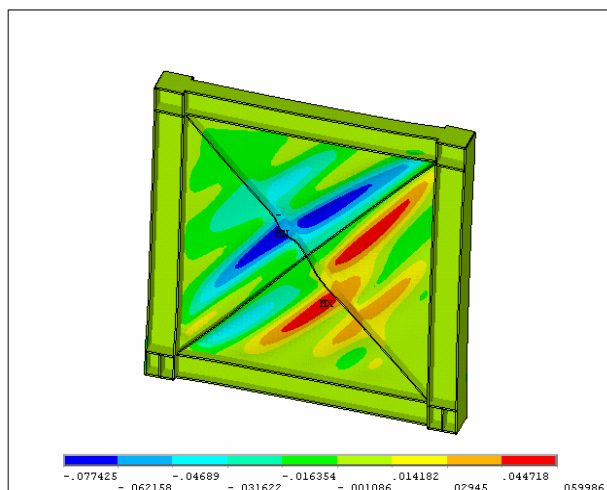


(ب)

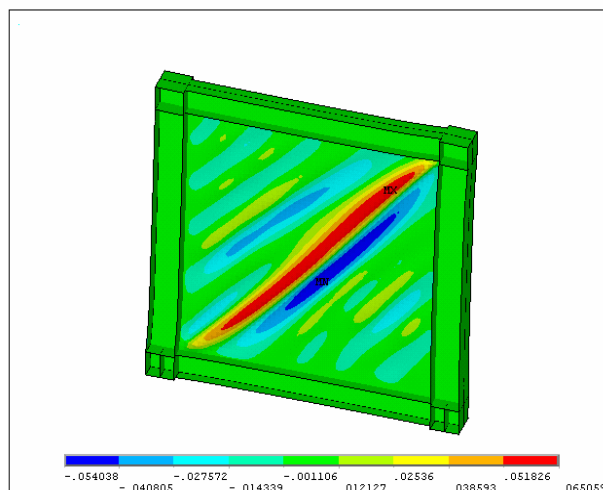


(الف)

شکل ۱۱ - تغییر مکان خارج از صفحه (متر) دیوار برشی فولادی SPSW(s) تقویت شده با سخت کننده‌های افقی با (الف) فواصل سخت کننده‌های عرضی طبق AISC برای جلوگیری از کمانش ورق ۲۰۰ mm × ۱۰ mm × ۱۰۰ mm و (ب) فواصل سخت کننده‌ها هر ۴۰۰ mm



(ب)



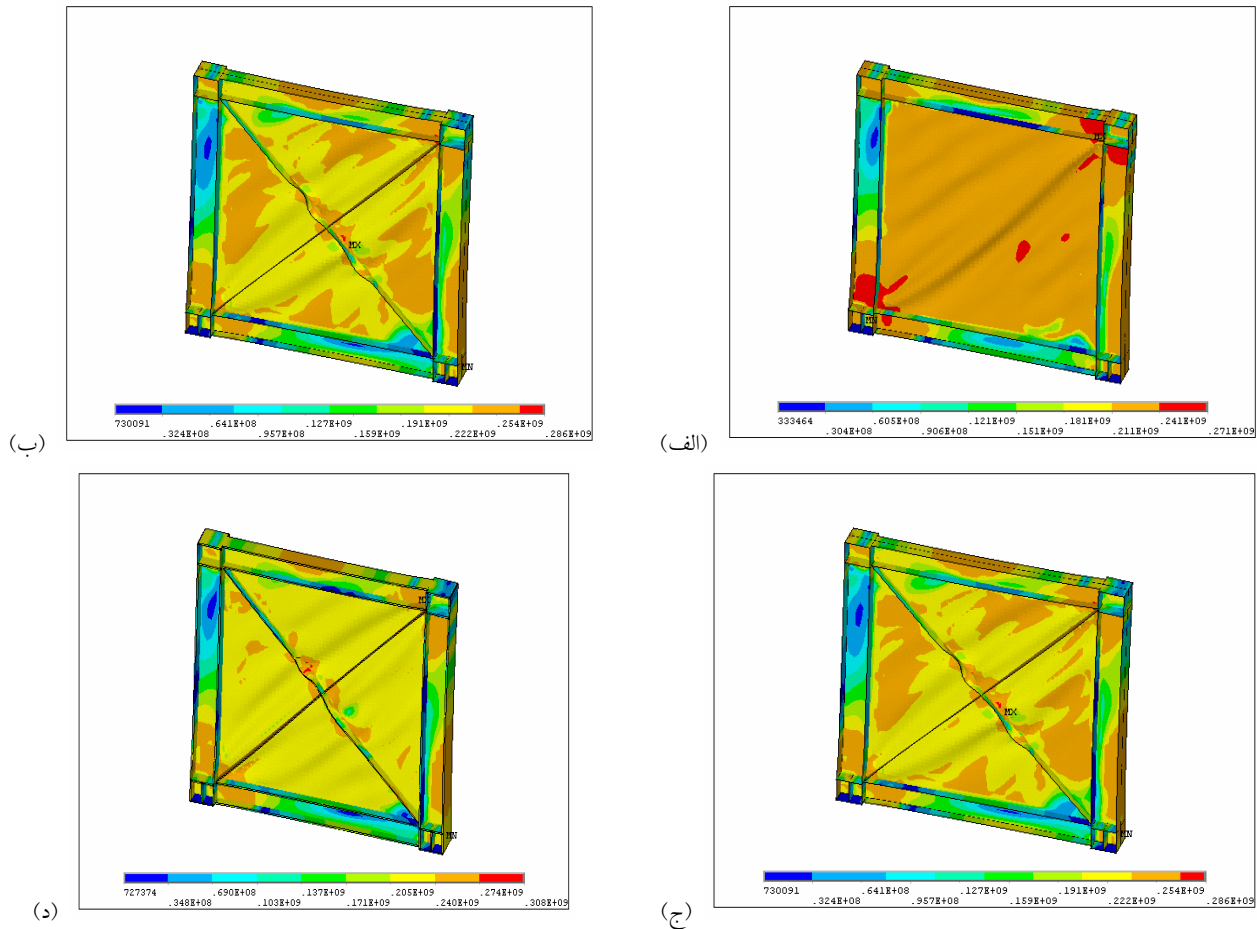
(الف)

شکل ۱۲ - جابه جایی خارج از صفحه (متر) دیوار برشی فولادی SPSW(s) در حالت

الف) تقویت نشده ب) تقویت شده قطری با $12 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 2 \text{ PL} \times 2$

کمانش ورق با حاصل ضرب جذر عکس این ضریب در عرض کل آن ورق برابر است، و از آنجا نتیجه گرفت که $b(s) = (0.5 \sim 0.6)b$ است، به عبارتی عرض مؤثر کمانش ورق تقویت شده قطری نسبت به ورق تقویت نشده در حدود نصف کاهش یافته است. به علاوه، از مقایسه شکل‌های (۱۳-الف) با (۱۳-ب)، (۱۳-ج) و (۱۳-د) می‌توان نتیجه گرفت که سخت کننده‌ها از تمرکز تنش در گوشه‌های دیوار کاسته‌اند و توزیع بهتر تنشها را در سیستم سبب شده‌اند. شکل (۱۴) منحنیهای بار - تغییر مکان نسبی جانبی را تا ۱۰۰ میلی متر جابه جایی نسبی طبقه یعنی حدود ۳/۳ درصد را برای حالات مختلف دیوار برشی فولادی SPSW(s) نشان می‌دهد. در این شکل مشاهده می‌شود که سخت کننده‌ها باعث افزایش ظرفیت برشی سیستم شده‌اند و سیستمها رفتار شکل پذیر مناسبی داشته‌اند. همان‌طور که در بررسی مدل SPSW2 نیز ذکر شد دیوارهای برشی فولادی تقویت شده و تقویت نشده قادر بوده‌اند که در جابه‌جاییهای نسبی زیاد ظرفیتهای برشی خود را حفظ کنند. به‌علاوه، بررسی منحنیهای بار- جابه جایی مدلهای نشان می‌دهد که ضریب شکل پذیری μ ، برای سیستمهای تقویت نشده در حدود ۷ و برای سیستمهای تقویت شده قطری در حدود ۸

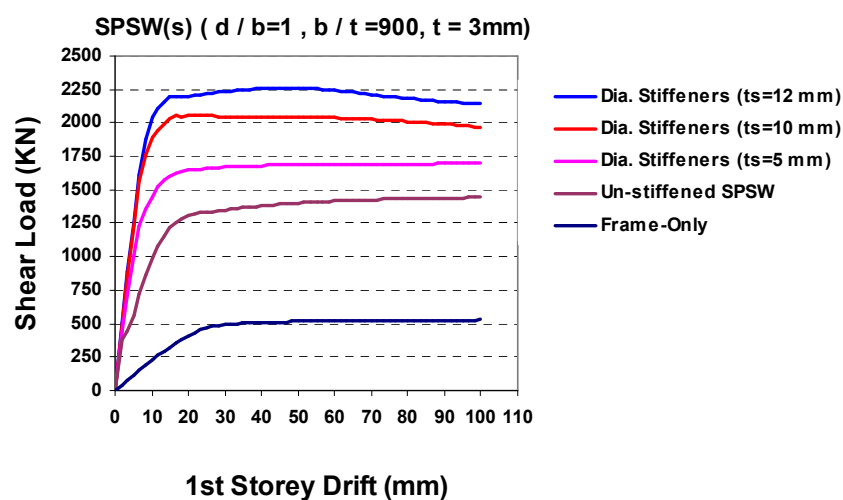
(۱۲-ب) می‌توان نتیجه گرفت که نواحی کمانش یافته حول سخت کننده‌ها تقریباً به دو نیم شده‌اند و گستردگی موجهای کمانش در جهت میدان کششی نصف شده است. این پدیده در مدل‌های سخت شده قطری SPSW2 نیز به‌وجود آمده است. از دید نظری نیز با مقایسه معادله (۴) با معادلات ضریب کمانشی برشی ورق تقویت نشده (زیر نویس ۲ جدول (۱)) می‌توان دریافت که ضریب کمانشی ورق تقویت شده قطری $K(s)$ به‌طور قابل ملاحظه‌ای نسبت به حالت تقویت نشده K افزایش نشان می‌دهد. به‌عنوان مثال اگر $\phi = 0.5$ آنگاه $K(s) = 7/5$ و $K = 25/4$ ؛ و برای $\phi = 1$ ؛ $K(s) = 9/35$ و $K = 32/9$ ؛ و اگر $\phi = 1/5$ ؛ $K(s) = 23/5$ و $K = 7/13$ ؛ و چنانچه $\phi = 2$ ؛ $K(s) = 19/68$ و $K = 6/35$ است. بررسی ضرایب به‌دست آمده نشان می‌دهد که نسبت ضرایب کمانشی تقویت نشده به تقویت شده بزرگتر یا مساوی ۳ برابر شده است. از طرفی وجود این ضریب در صورت کسر معادله حد کمانش برشی الاستیک ورق، معادله (۳)، دلالت دارد بر اینکه به همین نسبت مقاومت کمانش برشی الاستیک ورق تقویت شده قطری افزایش یافته است. از آنجایی که مربع عرض ورق در مخرج معادله (۳) قرار دارد می‌توان استنباط کرد که عرض مؤثر



شکل ۱۳ - تنشهای فون میزز (پاسکال) در دیوار برشی فولادی SPSW(s) در حالت

الف) تقویت نشده، تقویت شده با سخت کننده‌های قطری ب) $2 \times 2 \text{ PL } 100 \text{ mm} \times 5 \text{ mm}$

ج) $2 \times 2 \text{ PL } 100 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$ د) $2 \times 2 \text{ PL } 100 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$



شکل ۱۴ - منحنیهای نیرو - جابه جایی نسبی قاب به تنهایی، دیوار برشی فولادی SPSW(s) تقویت نشده و تقویت شده با سخت کننده‌های مختلف قطری

است. همچنین، سختی جانبی الاستیک در مدل‌های تقویت شده قطری به صورت نسبتاً ثابتی بدون کاهش اولیه و ناگهانی تا نقاط تسلیم سیستم باقی مانده‌اند. سختیهای اولیه الاستیک بر حسب kN/mm برای قاب به تنهایی $23/42$ ، دیوار تقویت نشده $228/8$ و برای دیوار تقویت شده قطری با ضخامتهای سخت کننده 5mm 10 و 12 به ترتیب $263/2$ ، $292/7$ ، $304/2$ حاصل شده‌اند.

در ادامه، ظرفیتهای برشی که از طریق تحلیل‌های غیر خطی دیوارهای برشی فولادی برای هردو نمونه دیوار SPSW2 و SPSW(s) در حالات تقویت شده و تقویت نشده به دست آمده‌اند با نتایج حاصل شده برای این سیستمها از روابط نظری پیشنهاد شده در این مقاله، در جدول (۱) مقایسه شده‌اند. مشاهده می‌شود که تقویت کننده‌های قطری دو طرفه باعث افزایش مقاومت برشی نهایی دیوارهای برشی فولادی در حدود 15% تا 40% نسبت به حالت تقویت نشده با توجه به ابعاد و مقاومت سخت کننده‌ها شده‌اند. به علاوه، در تمام حالات ظرفیتهای برشی به دست آمده از دو روش نظری و تحلیلی به یکدیگر بسیار نزدیک می‌باشند، به طوری که اختلاف آنها کمتر از 8% درصد است. از این رو، به نظر می‌رسد که روابط نظری ارائه شده در تخمین ظرفیتهای برشی دیوارهای برشی فولادی تقویت شده قطری از دقت کافی برخوردارند.

۴- نتیجه گیری

نتایج حاصل شده از مطالعات نظری و تحلیلی صورت گرفته در این تحقیق را می‌توان به صورت زیر خلاصه کرد:

۱- تقویت کردن دیوار برشی فولادی با سخت کننده‌های قطری باعث افزایش ظرفیت برشی و مقاومت سیستم در برابر بارهای جانبی به ویژه زلزله می‌شود.

۲- ظرفیتهای کمانش برشی الاستیک ورقهای فولادی پر کننده در دیوارهای برشی تقویت شده قطری در مقایسه با دیوارهای برشی فولادی تقویت نشده، بزرگتر یا مساوی 3 برابر افزایش یافته‌اند.

۳- سختی جانبی الاستیک در دیوارهای برشی فولادی تقویت

شده قطری به صورت نسبتاً ثابتی بدون کاهش اولیه و ناگهانی تا نقاط تسلیم سیستم باقی مانده‌اند. در صورتی که در دیوارهای برشی فولادی تقویت نشده کمانش الاستیک ورق پر کننده فولادی ممکن است باعث کاهش سختی جانبی سیستم در محدوده الاستیک شود.

۴- سختی جانبی الاستیک دیوار برشی فولادی تقویت شده قطری در حدود 15% تا 30% با توجه به ابعاد سخت کننده‌ها نسبت به سیستم تقویت نشده افزایش نشان می‌دهد.

۵- دیوارهای برشی فولادی تقویت نشده و تقویت شده از شکل پذیری مناسبی برخوردارند. به طوری که توانسته‌اند جا به جا ییهای نسبی زیاد (بیش از 3%) را با حفظ ظرفیتهای برشی خود تحمل کنند. به علاوه، ضریب شکل پذیری 11 ، برای سیستمهای تقویت نشده در حدود 7 و برای سیستمهای تقویت شده قطری در حدود 8 از بررسی منحنیهای بار-جابجه جایی نتیجه می‌شود.

۶- تقویت کننده‌های قطری دو طرفه باعث افزایش مقاومت برشی نهایی دیوارهای برشی فولادی در حدود 15% تا 40% نسبت به حالت تقویت نشده با توجه به ابعاد و مقاومت سخت کننده‌ها شده‌اند.

۷- با توجه به تغییر مکانهای خارج از صفحه به دست آمده و با مراجعه به معادلات (۳) و (۴)، می‌توان نتیجه گرفت که تقویت کننده‌های قطری بر روی طولهای مؤثر کمانش ورق فولادی تأثیر گذاشته‌اند و آنها را تا حدود نصف حالت تقویت نشده کاهش داده‌اند. از این رو ظرفیتهای برشی حد کمانش الاستیک ورق را افزایش داده و رفتار الاستیک سیستم را نیز در مقابله با بار جانبی بهبود بخشیده‌اند.

۸- بررسی تنشهای فون میز به دست آمده نشان می‌دهد که ورق پر کننده فولادی بعد از کمانش به دلیل عملکرد میدان کششی و توسعه آن به حد تسلیم کامل رسیده است و تقویت کننده‌های قطری از تمرکز تنشها در گوشه‌های دیوار جلوگیری کرده‌اند و نقش مؤثری در توزیع مناسبتر تنشها در کل سیستم داشته‌اند.

۳۴۱- AISC، سهم تقویت کننده قطری در تحمل بارها افزایش یافته و پدیده کماتش موضعی در آنها کاهش می یابد.

۱۰- معادلات نظری ارائه شده در این تحقیق قادر به برآورد ظرفیت برشی نهایی دیوارهای برشی فولادی تقویت شده قطری شده اند و نتایج حاصل شده به کمک معادلات نظری به نتایج به دست آمده از تحلیلهای غیر خطی بر روی مدل های معتبر به کار رفته بسیار نزدیک بوده و تطابق خوبی بین آنها وجود دارد.

۹- با مراجعه به معادلات (۱۵) الی (۱۹) ملاحظه می شود که هر چه نسبت عرض به ضخامت ورق سخت کننده $(\frac{b_s}{t_s})$ کمتر باشد ضریب λ کوچکتر شده و تنش حد کمانشی ورق افزایش می یابد. به عبارتی ورق مقاومت بیشتری در مقابل بارهای وارده جانبی از خود می تواند نشان دهد. نتایج ارائه شده در جدول (۱) و بررسی شکلهای (۱۳-ب)، (۱۳-ج) و (۱۳-د) نیز نشان می دهند که با کاهش نسبت عرض به ضخامت در تقویت کننده های قطری به کوچکتر یا مساوی حد مقاطع فشرده لرزه ای بر اساس ضوابط آئین نامه [۶]

واژه نامه

- | | | |
|----------------------------|--|--|
| 1. post – buckling | 8. Thürlimann | 14. time integration |
| 2. drift | 9. pushover | 15. finite element geometrically non – linear analysis |
| 3. pinching | 10. kinematics hardening model | 16. large deflection transient analysis |
| 4. strip model | 11. non-linear transient analysis | 17. convergence |
| 5. ultimate shear strength | 12. small displacement transient non – linear analysis | 18. implicit |
| 6. tension field action | 13. monotonic loading | 19. Newmark |

مراجع

1. Takahashi, Y., Takemoto, T., and Tagaki, M. "Experimental Study on Thin Steel Shear Walls and Particular Bracing under Alternative Horizontal Load," Preliminary Report, IABSE, Symp. On Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-defined Repeated Loads, Lisbon, Portugal, pp. 185-191, 1973.
2. Astaneh - Asl, A. "Seismic Behaviour and Design of Steel Shear walls," Steel TIPS Report, Structural Steel Educational Council, Moraga, CA, 2001.
3. Toko H., and Chiaki M., "Experimental Study on Steel Shear Wall with Slits," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 129, No. 5, pp.586-595, 2003.
4. Lubell, A.S., Prion, H.G.L., Ventura C.E., and Rezai, M. "Un-stiffened Steel Plate Shear Wall Performance under Cyclic Loading," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 126, No. 4, pp. 453-460, 2000.
5. Thorburn, L.J., Kulak, G.L., and Montgomery C.J. "Analysis of Steel Plate Shear Walls," Structural Engineering Report, University of Alberta, Canada, No. 107, 1983.
6. AISC 341-05. "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings," *American Institute of Steel Construction Inc.*, Chicago, 2005.
7. CAN/CSA S16-01, "Limit States Design of Steel Structures," *Canadian Standard Association*, Toronto, Ontario, 2001.
8. Nakashima, M., Akawaza, T., and Tsuji, B. "Strain-Hardening Behavior of Shear Panels Made of Low-Yield Steel," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.121 No.12, pp. 1750-1757, 1995.
9. Yonezawa, H., Miakami, I., Dogaki, M., and Uno, H. "Shear Strength of Plate Girders with Diagonally Stiffened Webs," *Trans. Jpn. Soc. Civ. Eng.*, Vol.10, 1978.
10. Timonshenko, S. P., and Gere, J. M., *Theory of Elastic Stability*, International Student Edition, Second Edition, Mc-Graw-Hill, pp.319-347, pp.379-385, 1985.
11. Wagner, H. "Flat Sheet Metal Girders with very Thin Webs," Part I, General Theories and Assumptions, Tech Memo, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, D. C., No. 604, 1931.
12. Basler, K. "Strength of Plate Girders in Shear," *ASCE Journal of the Structural Division*, Vol. 87, No. ST7, pp. 151-180, 1961.
13. Rockey, K. C., and Skaloud, M. "The Ultimate Load Behaviour of Plate Girders Loaded in Shear," *Structural Engineer*, No. 50, pp. 29-47, 1972.

14. Murray, N.W. *Introduction to the Theory of Thin-Walled Structures*, Clarendon Press, Oxford, pp. 355-370, 1986.
15. Porter, D.M., Rockey, K.C., and Evans, H.R., "The Collapse Behavior of Plate Girders Loaded in Shear," *Struct. Eng.*, Vol. 53, No. 8, 1975.
16. Timler, P. A. and Kulak, G.L. "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls," Structural Engineering Report, University of Alberta, Canada, No. 114, 1983.
17. Sabouri-Ghomi, S., Ventura C.E., and Kharrazi, M.H.K., "Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate Walls," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 131, No. 6, pp. 878-889, 2005.
18. AISC 360-05. "Specification for Structural Steel Buildings," *American Institute of Steel Construction Inc.*, Chicago, 2005.
19. Berman, J., and Bruneau, M. "Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, pp. 1448-1456, 2003.
20. Nateghi, F., and Alavi, E., "Theoretical Seismic Behaviour of Steel Plate Shear Walls," *Proceedings, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China*, No. 05-05-0120, 2008.
21. Xue, M., and Lu, L.W. "Influence of Steel Shear Wall Panels with Surrounding Frame Members," *Proceedings, SSRC Annual Technical Session, Bethlehem, PA*, pp. 339-354, 1994.
22. Driver, R.G., Kulak, Elwi, A.E. and G. L., Kennedy, D.J.L. "Finite Element and Simplified Models of Steel Plate Shear Wall," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 124, No. 2, pp. 121-130, 1998.
23. Behbahanifard, M.R, Grondin, G.Y., and Elwi, A.E., "Experimental and Numerical Investigation of Steel Plate Shear Walls," Structural Engineering Report, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada. No. 254, 2003.
24. Lubell, A.S. "Performance of Un-stiffened Steel Plate Shear Walls under Cyclic Quasi-Static Loading," M.A. Sc. Thesis, Department of Civil Engineering University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada, 1997.