

مطالعه رفتار غیر خطی و پدیده پس کمانش در قاب‌های بتنی تقویت شده با دیوار برشی فولادی با ورق نازک

فریدون رضایی*

استادیار گروه عمران، دانشگاه بوعلی سینا

سپیده فرجی مقدم

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه بوعلی سینا

چکیده

در چند دهه اخیر برای دست‌یابی به سیستم باربر جانبی که مجموعه پارامترهای مقاومت، سختی و شکل‌پذیری را تأمین کند، تحقیقات زیادی صورت گرفته‌است. در سال‌های اخیر در بسیاری از کشورها، سیستم جدیدی به نام دیوار برشی فولادی استفاده شده‌است. این سیستم، به دلیل سختی و مقاومت بالا، قابلیت جذب انرژی زیاد، نصب سریع، اقتصادی بودن و سادگی اجرا بیشتر در بهسازی ساختمان‌های فولادی موجود بکار رفته‌است. در حالی که سیستم دیوار برشی فولادی را می‌توان به راحتی به صورت یکپارچه در قاب‌های فولادی موجود به کار برد، تناسب استفاده از این سیستم در قاب‌های بتنی هنوز در مرحله توسعه است. در حال حاضر بر روی رفتار قاب‌های بتن مسلح تقویت شده با دیوار برشی فولادی کار تحقیقی بسیار کمی صورت گرفته است. کاربرد بتن و فولاد در کنار هم، به دلیل رفتار متفاوت و پیچیده آن‌ها، همواره مورد علاقه محققان بوده است. در این پژوهش ابتدا مدل عددی دیوار برشی فولادی با نتایج آزمایشگاهی صحت‌سنجی گردید و سپس به مطالعه رفتار و پدیده پس کمانش قاب‌های بتنی که با دیوار برشی فولادی تقویت شده‌اند پرداخته شده است. نتایج، نشان‌دهنده رفتار مناسب ساختمان تقویت شده با دیوار برشی فولادی بوده و بدین طریق ظرفیت باربری، سختی، جذب انرژی و شکل‌پذیری افزایش یافته‌است. مقدار نسبت تغییر مکان واقعی طبقات با بکارگیری دیوار برشی فولادی نیز کاهش چشمگیری یافته‌است.

واژه‌های کلیدی: تقویت ساختمان بتنی، رفتار غیر خطی، دیوار برشی فولادی با ورق نازک، پدیده پس کمانش

* نویسنده مسئول: frezaie@gmail.com

۱- مقدمه

دلیل جلوگیری از اختلال در کار روزانه بیمارستان، جلوگیری از کاهش زیربنای مفید و اتلاف فضاها و پیش‌بینی امکان تغییرات در آینده، اعم از جابجایی و یا ایجاد بازشو، تصمیم گرفته شد که به جای دیوار برشی بتنی از دیوار برشی فولادی استفاده شود.

از جمله سازه‌های دیگری که با استفاده از این روش تقویت شدند، کتابخانه ایالتی اورگان^۳ آمریکا بود. با مطالعه روش‌های متعدد، بهترین سیستم برای این منظور، سیستم دیوارهای برشی فولادی تشخیص داده شد. از جمله این عوامل می‌توان به لزوم کنترل تغییر مکان ساختمان به لحاظ حفظ تجهیزات داخلی، لزوم باز بودن و سرویس دهی کتابخانه در زمان تقویت ساختمان، لزوم جلوگیری از اشغال فضا و زیربنا تا حد امکان اشاره کرد [۲].

دیوار برشی فولادی می‌تواند به آسانی به قاب‌های فلزی اضافه شود، اما مقاوم‌سازی لرزه‌ای قاب‌های بتنی به وسیله دیوار برشی فولادی مراحل ابتدایی خود را طی می‌کند. در زمینه مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی با دیوار برشی فولادی کارهای بسیار محدودی انجام شده‌است و از مواردی که در بالا ذکر گردید نتایج عددی در دست نیست. براین اساس در این تحقیق رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی در بهسازی ساختمان بتنی بررسی شده‌است.

۲- پدیده پس کمانش در دیوارهای برشی فولادی

ایده‌ی مقاومت پس از کمانش دیوارهای برشی فولادی، براساس به وجود آمدن میدان‌های کششی در سال ۱۹۸۳ توسط توربرن و همکاران^۴ [۳] مطرح و در همان سال توسط تیملر و کولاک^۵ [۴] تایید شد. مفهومی که استفاده از این سیستم را بیشتر مورد توجه قرار می‌دهد، تئوری میدان کششی قطری^۶ است. براساس این تئوری وقتی یک پانل فولادی تحت اثر نیرو قرار می‌گیرد، تنش‌های برشی خالص در آن ایجاد می‌شود تا زمانی که ورق کمانش نماید (شکل ۱). بعد از کمانش، ورق چروکیده شده و ورق فولادی در جهت اعمال تنش فشاری، افزایش تنش تحمل نمی‌کند. ولی در جهت دیگر که تحت اثر تنش کششی قرار دارد،

محققان و پژوهشگران همواره در پی یافتن سیستم ایده‌آلی برای مقاومت در برابر بارهای جانبی بوده‌اند که علاوه بر این که دارای سختی و مقاومت بالایی باشد، از شکل‌پذیری مناسبی نیز برخوردار بوده و بتواند انرژی وارده را به‌خوبی مستهلک کند. یکی از سیستم‌های جدیدی که برای مقابله با بارهای جانبی پیشنهاد شده، سیستم دیوار برشی فولادی^۱ (SPSW) است.

ایده اولیه استفاده از دیوارهای برشی فولادی از صنایع کشتی‌سازی گرفته شده است و شاید برای استفاده از سیستم ورق‌های فولادی، در سال‌های دور تلاش‌های زیادی انجام شده‌است، ولی مطرح شدن جدی دیوار برشی فولادی به‌عنوان سیستم باربر جانبی از سال ۱۹۷۰ میلادی بوده که تا به امروز پیشرفت نسبتاً سریعی نیز داشته‌است. در سال‌های اخیر دیوارهای برشی فولادی به‌عنوان سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در طراحی و مقاوم‌سازی سازه‌ها به کار برده می‌شوند. هزینه ساخت کم، نصب سریع، پتانسیل جذب انرژی بالا، شکل‌پذیری بالا و سهولت ایجاد بازشو در آن، دیوار برشی فولادی را یک سیستم بسیار مناسب جهت مقاوم‌سازی سازه‌های موجود ساخته و این سیستم در حال حاضر در کشورهایی مثل ایالات متحده، ژاپن و کانادا در مقاوم‌سازی ساختمان‌ها کاربرد بسیاری یافته‌است [۱].

از کاربردهای این پانل‌ها در تقویت سازه‌های بتنی، بکارگیری آن‌ها در ساختمان مرکز درمانی در چارلستون^۲ می‌باشد. پس از زلزله ۱۹۷۱ سان فرناندو که در آن دو بیمارستان تخریب گردید، تصمیم گرفته شد تا ساختمان‌های کلیه بیمارستان‌ها از نظر مقاومت در برابر زلزله مورد بررسی قرار گرفته و در صورت نیاز تقویت شوند. از جمله ساختمان‌هایی که در این بررسی نیاز به تقویت جدی داشت، مرکز درمانی در چارلستون بود. این بیمارستان، متشکل از ساختمان‌های متعددی از یک تا ۵ طبقه، در سال ۱۹۶۳ ساخته شده بود. اسکلت ساختمان اصلی بیمارستان از نوع بتن مسلح و سقف‌ها از نوع دال بتنی مسطح بودند. برای تقویت بیمارستان مذکور، به علت پیچیدگی آن از بهترین تیم طراحی و تحقیقاتی استفاده گردید. پس از بررسی‌های فراوان به

³ Orgon State Library

⁴ Thorburn et al.

⁵ Timler and Kulak

⁶ Diagonal Tension Field

¹ Steel Plate Shear Wall

² Charleston

می‌تواند تا جاری شدن فولاد، کشش تحمل نماید (پس کماتش). البته برای جلوگیری از کماتش ورق بویژه در ناحیه ارتجاعی، می‌توان از سخت‌کننده‌هایی استفاده نمود. سخت‌کننده‌ها می‌توانند یک‌طرفه یا دو طرفه مورد استفاده قرار گیرند. مطالعات انجام شده نشان داده‌اند که دیوارهای برشی فولادی با سخت‌کننده در هر دو طرف رفتار مناسب‌تری نسبت به دیوارهای برشی فولادی با سخت‌کننده در یک طرف از خود نشان می‌دهند. از طرفی جوش دادن سخت‌کننده‌ها به ورق فولادی وقت‌گیر و هزینه‌بر است. در سال‌های اخیر، تحقیقات نشان می‌دهد که دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده نیز از شکل‌پذیری و کارایی خوبی برخوردارند؛ لذا امروزه استفاده از دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده نیز توصیه می‌شود [۵].

■ شکل‌پذیری بالای فولاد نرم در مقایسه با فولاد ساختمانی معمولی و فولاد ساختمانی پرمقاومت؛

■ افزایش سختی برشی؛

■ کاهش قابل توجه تغییر مکان برشی طبقات؛

■ قابلیت جذب انرژی بالاتر در مقایسه با فولاد ساختمانی معمولی و فولاد ساختمانی پرمقاومت؛

■ بهبود محسوس شکل چرخه‌های هیستریزس سیستم تحت اثر بارهای دوره‌ای جانبی؛

به دلیل مزایای ذکر شده در بالا برای فولاد نرم، در این پژوهش مصالح دیوار برشی فولادی از جنس فولاد نرم در نظر گرفته شد.

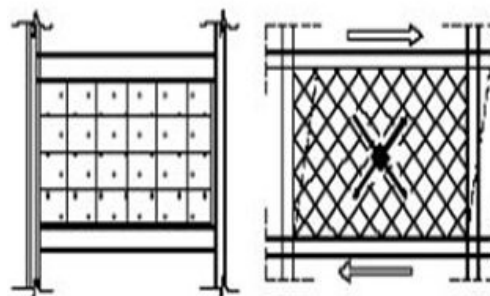
۴- فرضیات بارگذاری و طراحی ساختمان مورد مطالعه

مطالعه

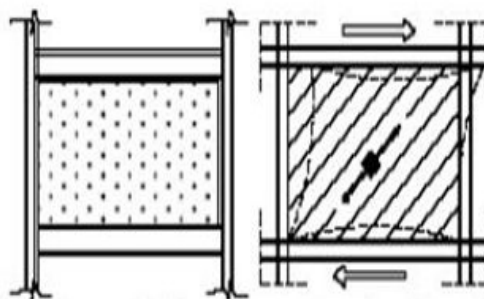
سازه مورد بررسی یک ساختمان فرضی بتنی ۴ طبقه با سیستم قاب خمشی بتنی با شکل‌پذیری متوسط با کاربری مسکونی (R^2) است که به مدرسه تغییر کاربری داده است. به دلیل این که بارهای جانبی سازه با کاربری مدرسه (A^3)، نسبت به سازه با کاربری مسکونی بیشتر هستند، از این رو، مقاطع اولیه سازه پاسخ‌گو نبودند و مقدار نسبت تغییر مکان واقعی طبقه نیز از مقادیر مجاز بیشتر گردید. در راستای تقویت سازه تصمیم گرفته شد به دلیل جلوگیری از کاهش زیربنای مفید و اتلاف فضا (به دلیل نازک بودن پانل‌ها) و لزوم کنترل تغییر مکان جانبی ساختمان در سازه با کاربری مدرسه از دیوار برشی فولادی ($A-SSW^4$) استفاده شود.

۴-۱- مشخصات ساختمان بتنی

پلان ساختمان دارای ۴ قاب در راستای X و ۴ قاب در راستای Y است که در قاب ۱ و ۴ در جهت X در دهانه وسط، و در قاب A و D در جهت Y در دهانه وسط از دیوار برشی فولادی استفاده شد. به دلیل تقارن سازه در جهت X و Y و مشابه بودن رفتار



مکانیزم برشی خالص (پانل تقویت شده)



مکانیزم میدان کششی (پانل تقویت نشده)

شکل ۱- مکانیزم‌های میدان برشی و کششی خالص [۵]

۳- ورق‌های فولادی با تنش تسلیم پایین

در سال‌های اخیر، استفاده از ورق‌های فولادی با تنش تسلیم پایین^۱ به اصطلاح ورق‌هایی با مصالح فولاد نرم، در ژاپن رایج

² Residential

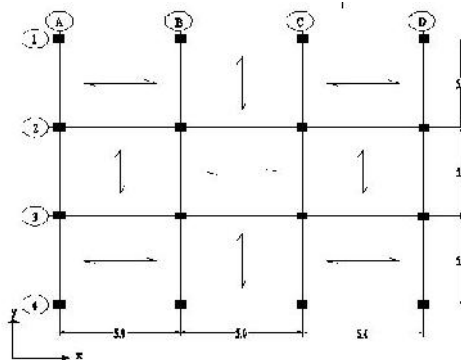
³ Academy

⁴ Academy Reinforced with SSW

تحقیقات بتن، سال پنجم، شماره دوم / ۸۷

¹ Low Yield Point

آن‌ها، قاب ۱ از سازه انتخاب گردید و رفتار آن مورد مطالعه قرار گرفت. ارتفاع طبقات ساختمان ۳/۵ متر می‌باشد. مشخصات پلان ساختمان در شکل ۲ آورده شده است.



شکل ۲- مشخصات پلان ساختمان مورد مطالعه

۴-۲- بارگذاری ساختمان بتنی

برای بارگذاری ثقلی ساختمان از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۷] استفاده گردید. با تغییر کاربری، بار زنده سقف طبقات از ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع به ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع افزایش یافت. توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم) [۸] (با فرض زمین تیپ و شتاب منبای طرح ۰/۳۵) صورت گرفت. با تغییر کاربری، ضریب اهمیت ساختمان از ۱ به ۱/۲ تغییر یافت و بدین ترتیب ضریب برش پایه از ۰/۱۳۷۵ به ۰/۱۶۵ افزایش یافت.

۴-۳- مشخصات مصالح

مصالح به کار رفته در مدل‌سازی، بتن با مقاومت ۲۰ مگاپاسکال برای تیرها و ستون‌ها، فولاد S400 برای میلگردهای طولی تیرها و ستون‌ها، فولاد S300 برای میلگردهای عرضی و فولاد نرم برای دیوارهای برشی فولادی است. مشخصات فولاد نرم مورد استفاده در این پژوهش در جدول ۱ آورده شده است.

۴-۴- مشخصات تیر و ستون قاب مورد بررسی

پس از بارگذاری، ساختمان مورد مطالعه با کاربری مسکونی و سیستم قاب خمشی بتنی متوسط با استفاده از نرم افزار ETABS ۷.9.7 و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۹] طراحی گردید. بر این اساس، مقاطع تیر و ستون تیپ‌بندی شده و میلگردهای قاب ۱ در جدول ۲ آمده است.

جدول ۱- مشخصات فولاد نرم دیوار برشی فولادی

چگالی (kN/m^3)	خصوصیات الاستیک		خصوصیات پلاستیک	
	ضریب ارتجاعی (MPa)	ضریب پواسون	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)
۷۸/۵	2×10^5	۰/۳	۱۹۲/۴	۲۷۷/۲

جدول ۲- مشخصات مقاطع ستون‌ها و تیرهای قاب ۱

طبقه	میلگرد تیرها		ابعاد ستون‌ها	میلگرد ستون‌ها	ابعاد ستون‌ها	طبقه	
	بالا	پایین					
4	20	6	20	45x50	12 22	50x50	ST 1-2
4	18	6	18	45x45	12 18	45x45	ST 3-4

۴-۵- کنترل نسبت تغییر مکان واقعی طبقات و نسبت تنش

تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح، یا تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح، در هر طبقه تغییر مکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار واقعی سازه، رفتار غیرخطی، در تحلیل آن به دست آید. این رفتار، تنها در زلزله طرح قابل ملاحظه است. در مواردی که تحلیل سازه با فرض خطی بودن آن انجام می‌شود، این تغییر مکان را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد [۸].

$$\Delta_M = 0.7R \Delta_W \quad (1)$$

که در این رابطه Δ_M تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه و Δ_W تغییر مکان جانبی نسبی طرح در طبقه و R ضریب رفتار سازه می‌باشد. ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی بتنی متوسط برابر ۷ می‌باشد. تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه، در صورتی که زمان تناوب اصلی سازه از ۰/۷ ثانیه (مانند سازه مورد مطالعه) کمتر باشد نباید از ۰/۰۲۵ برابر ارتفاع طبقه تجاوز کند [۸]. قابل ذکر است که به $\frac{\Delta_W}{h}$ نسبت تغییر مکان طبقه و به $\frac{\Delta_M}{h}$ نسبت تغییر مکان واقعی طبقه گفته می‌شود. بنابراین مقدار $\frac{\Delta_M}{h}$ نباید از ۰/۰۲۵ تجاوز کند. مقادیر Δ_M ، Δ_W ،

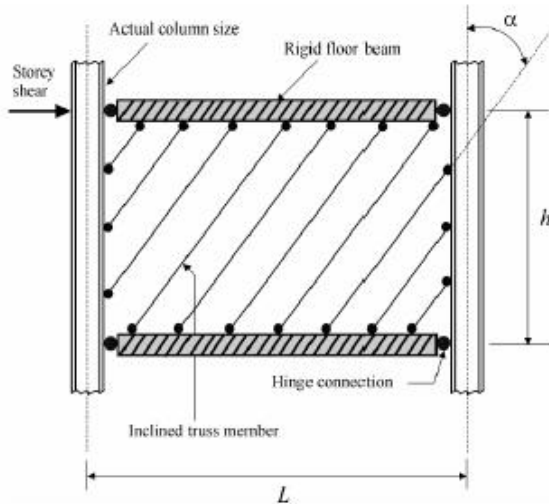
منظور طراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، ابتدا طراحی اولیه مقاطع تیر، ستون و ورق دیوارها مشابه یک خرپای قائم با مهارندهای صرفاً کششی انجام می‌شود. بر این اساس، به جای هر ورق فولادی، یک بادبند معادل در نظر گرفته شده و پس از محاسبه سطح مقطع هر مهاربند، تعدادی نوار مورب جایگزین آن می‌شود (شکل ۳) [۱۲].

پس از تعیین سطح مقطع هر مهاربند (با استفاده از نرم‌افزار ETABS)، ضخامت ورق فولادی از رابطه (۲) محاسبه می‌شود:

$$t = \frac{2 A_b \Omega \sin \theta}{L \sin 2\alpha} \quad (2)$$

که در این رابطه، ضریب اضافه مقاومت بوده و برای دیوارهای برشی فولادی برابر ۱/۲ در نظر گرفته می‌شود. زاویه بین مهاربند و ستون، L عرض دهانه قاب، A_b سطح مقطع مهاربند معادل و زاویه تشکیل میدان کششی قطری در ورق فولادی است که از رابطه (۳) بدست می‌آید:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + t h \left(\frac{1}{A_g} + \frac{h^3}{360 I_c L} \right)} \quad (3)$$



شکل ۳- مدل نواری در طراحی دیوار برشی فولادی [۱۲]

که در آن A_c و I_c به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی ستون‌های کناری، h ارتفاع طبقه و A_g سطح مقطع تیر می‌باشد. با توجه به این که میدان کششی در راستای قطر کششی تشکیل می‌شود، با تقریب خوبی می‌توان را ۴۵ درجه در نظر گرفت.

جدول ۴ آمده است. همان‌طور که در جدول ۴ مشاهده می‌شود، پس از تغییر کاربری، نسبت تغییر مکان واقعی طبقه (در ساختمان با کاربری مدرسه (A) از حد مجاز ۰/۰۲۵ تجاوز نموده است. بنابراین لزوم تغییر در سیستم باربری جانبی در آن مشهود می‌باشد، که در این پژوهش از دیوار برشی فولادی استفاده شده است.

جدول ۳- مقادیر $\frac{\Delta_M}{h}$ و $\frac{\Delta_W}{h}$ برای سازه با کاربری مسکونی (R)

طبقه	تغییر مکان طبقات (mm)	تغییر مکان جانبی نسبی Δ_w (mm)	$\frac{\Delta_W}{h}$	$\frac{\Delta_M}{h}$
ST4	۵۴/۸	۱۰/۳	۰/۰۰۲۹۴	۰/۰۱۴۴۲
ST3	۴۴/۵	۱۶/۳	۰/۰۰۴۶۶	۰/۰۲۲۸۲
ST2	۲۸/۲	۱۷/۳	۰/۰۰۴۹۴	۰/۰۲۴۲۲
ST1	۱۰/۹	۱۰/۹	۰/۰۰۳۱۱۴	۰/۰۱۵۲۶

جدول ۴- مقادیر $\frac{\Delta_M}{h}$ و $\frac{\Delta_W}{h}$ برای ساختمان با کاربری مدرسه (A)

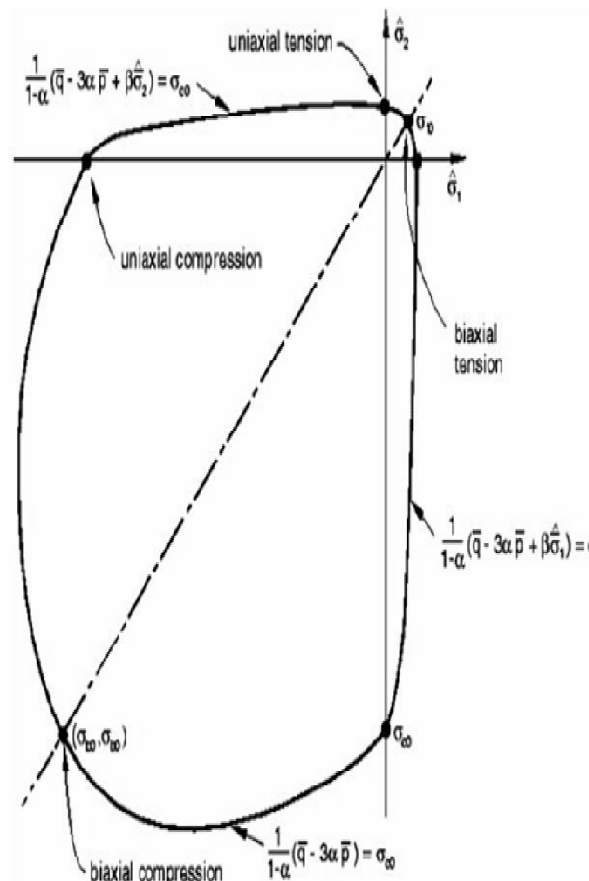
طبقه	تغییر مکان طبقات (mm)	تغییر مکان جانبی نسبی Δ_w (mm)	$\frac{\Delta_W}{h}$	$\frac{\Delta_M}{h}$
ST4	۷۰	۱۲/۹	۰/۰۰۳۶۸۶	۰/۰۱۸۰۶
ST3	۵۷/۱	۲۰/۹	۰/۰۰۵۹۷۱	۰/۰۲۹۲۶
ST2	۳۶/۲	۲۲/۲	۰/۰۰۶۳۴۳	۰/۰۳۱۰۸
ST1	۱۴	۱۴	۰/۰۰۰۴	۰/۰۱۹۶

با افزایش بارهای وارده ناشی از تغییر کاربری، مقدار نسبت تنش (تنش موجود به تنش قابل تحمل) نیز به طور متوسط ۱۸/۹۱ درصد در تمامی طبقات ساختمان با کاربری مدرسه (A) افزایش یافته است.

۵- طراحی دیوارهای برشی فولادی با استفاده از روش مهاربند معادل

آیین‌نامه فولاد کانادا (CAN/CSA S16-01) [۱۰] و آیین‌نامه فولاد آمریکا (AISC 2005) [۱۱]، دیوار برشی فولادی را به عنوان یک سیستم باربرجانبی پذیرفته‌اند. در این آیین‌نامه‌ها به

مواد نیمه ترد مانند سنگ و سرامیک تحت بارگذاری کلی (یکنواخت، تناوبی و دینامیکی) مناسب است. در مدل آسیب دیدگی خمیری، مهم ترین مکانیزم های شکست بتن، ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری اند. تابع تسلیم مورد استفاده در این مدل برای حالت تنش صفحه ای در شکل نشان داده شده است. برای معرفی سطح تسلیم در نرم افزار ABAQUS، لازم است تا پارامترهای مربوط به آن در برنامه تعریف شوند [۱۵]. نرم افزار ABAQUS به خوبی قادر به مدل کردن رفتار مدل آسیب دیدگی خمیری در اعضای بتن مسلح می باشد. به این دلیل در این پژوهش از این نرم افزار جهت مدل سازی استفاده شده است.



شکل ۴- سطح شکست بتن در حالت تنش صفحه ای [۱۵]

در شکل های ۵ و ۶ نمودارهای تنش- کرنش بتن ۲۰ مگا پاسکال در فشار و کشش که از نتایج آزمایشگاهی بدست آمده اند، در

به دلیل این که امکان مدل سازی مستقیم دیوار برشی فولادی در نرم افزار ETABS وجود ندارد، از این روش برای تعیین ضخامت مورد نیاز دیوار برشی فولادی در طبقات استفاده شد. همان طور که در بالا ذکر شد، محل دیوار برشی فولادی در دهانه BC از قاب ۱ و ۴ و دهانه ۲-۳ از قاب A و D می باشد. بنابراین برای معادل سازی دیوار برشی و بادبند، به طور مشابه بادبندها در دهانه BC از قاب ۱ و ۴ و دهانه ۲-۳ از قاب A و D در سازه با کاربری مدرسه قرار گرفتند و مقاطع بادبندها با عملیات سعی و خطا بدست آمد، به طوری که سازه نیازهای مقاومت و تغییر مکان را برآورده سازد.

در جدول ۵ جزئیات مهاربند معادل و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی محاسبه شده در طبقات (مطابق رابطه ۲ و ۳) آمده است.

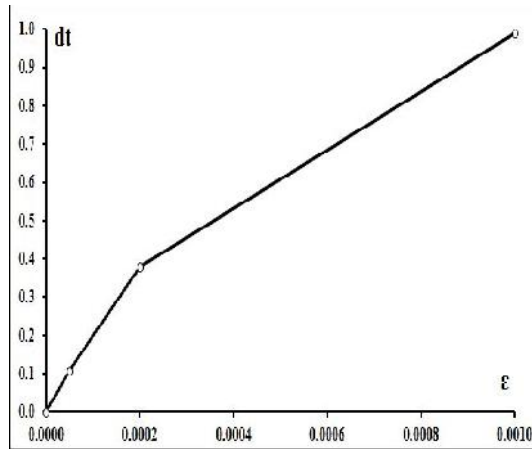
جدول ۵- مهاربند معادل و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی

طبقه	مهاربند معادل	ضخامت ورق دیوار برشی فولادی (mm)
ST 1-2	2UNP22	۳
ST 3-4	2UNP18	۲/۵

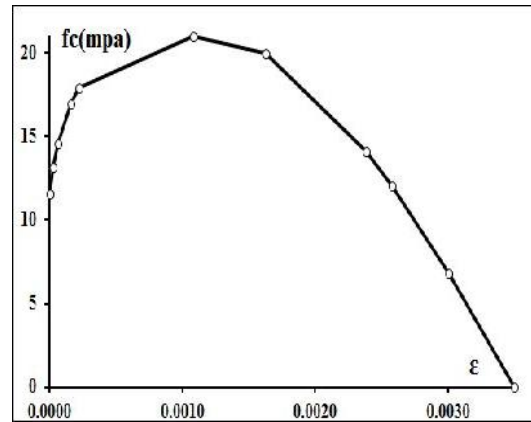
۶- فرضیات و صحت سنجی مدل المان محدود ساخته شده در نرم افزار ABAQUS

در اعضای بتن آرمه با افزایش بار وارده، تنش کششی به وجود آمده از مقاومت کششی بتن بیشتر شده و باعث بروز ترک خوردگی می شود. با ادامه بارگذاری قسمت های دیگری از سازه که ترک نخورده اند و سختی بیشتری دارند ترک می خورند. در نظر گرفتن ترک خوردگی، تاثیر زیادی بر نتایج تحلیل دارد. به این منظور از مدل آسیب دیدگی خمیری^۱ استفاده می شود. مدل آسیب دیدگی خمیری، یک مدل ترکیبی است که هم زمان شکست ناشی از فشار و کشش را با تعریف حدود مجاز مناسب برای پارامترهای مختلف هر دو حالت شکست در نظر می گیرد. این مدل که نخستین بار توسط لوبلینر [۱۳] ارائه شد و سپس توسط لی و فنوس [۱۴] اصلاح شد، برای تحلیل بتن و سایر

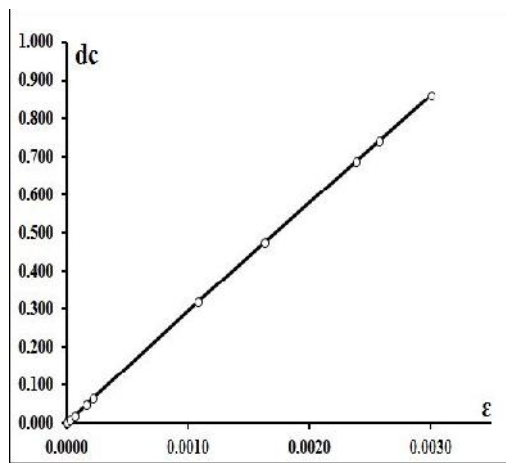
¹ Concrete Damage Plasticity model



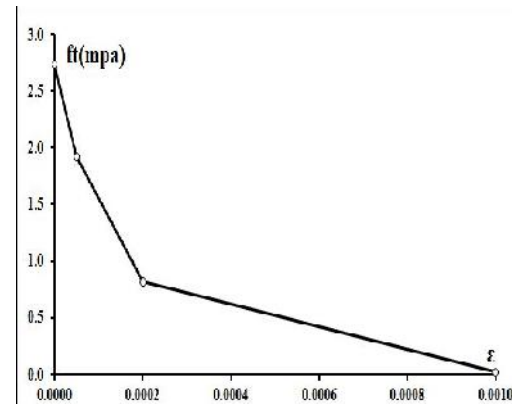
شکل ۷- نمودار پارامتر ترک خوردگی کششی بتن در برابر کرنش



شکل ۵- نمودار تنش- کرنش بتن در فشار [۱۶]



شکل ۸- نمودار پارامتر خردشدگی فشاری بتن در برابر کرنش



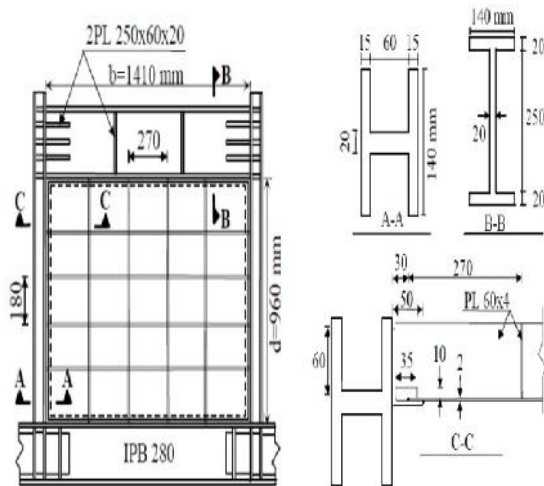
شکل ۶- نمودار تنش- کرنش بتن در کشش [۱۶]

به منظور کالیبره نمودن مدل‌های المان محدود مورد مطالعه در این پژوهش (که در ادامه به شرح آن‌ها پرداخته شده است) با نمونه آزمایشگاهی، بین نتایج آزمایش انجام شده توسط صبوری و سجادی [۱۷] و نتایج مدل‌سازی اجزاء محدود با نرم افزار ABAQUS 6.10.1 [۱۸] مقایسه انجام شد. مدل آزمایش شده توسط صبوری و سجادی در آزمایشگاه، شامل یک قاب فولادی است که توسط دیوار برشی فولادی با سخت کننده تقویت شده است. مشخصات مدل مورد آزمایش در شکل ۹ آمده است. این مدل در نرم افزار ABAQUS مدل شد (شکل ۱۰) و سپس نتایج با هم مقایسه گردید. منحنی‌های ظرفیت مدل المان محدود و نتایج آزمایشگاهی در شکل ۱۱ آمده است. نتایج بررسی حاکی از انطباق قابل قبول میزان سختی و مقاومت آن‌ها می‌باشد.

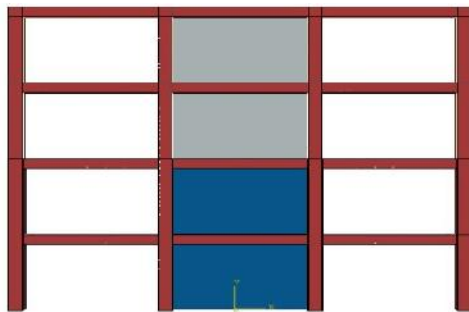
ناحیه غیرخطی نشان داده شده است. این نمودارها در نرم افزار ABAQUS معرفی شده‌اند. پارامترهای خردشدگی فشاری (d_c) و ترک خوردگی کششی (d_t)، پارامترهای خسارت بتن نامیده می‌شوند و سختی بتن را در نقاط مختلف نمودار تنش- کرنش معین می‌کنند. حداکثر این پارامترها برابر یک بوده و در صورتی که مقدار آن‌ها صفر فرض شود به معنی آن است که سختی مصالح تحت بارگذاری تغییر نمی‌کند. بدین منظور برای تعریف مصالح بتنی، این پارامترها در نرم افزار ABAQUS تعریف شده‌اند. نمودارهای این پارامترها براساس کرنش بتن در شکل‌های ۷ و ۸ نشان داده شده است [۱۶].

در این پژوهش جهت مدل‌سازی المان‌های تیر و ستون از المان Solid و جهت مدل‌سازی المان پانل برشی فولادی، با توجه به این که طول یک بعد پانل در مقایسه با دو بعد دیگر کوچکتر می‌باشد از المان shell استفاده شده است. برای مدل‌سازی میلگردها نیز از المان wire استفاده شده است.

تقویت شده با دیوار برشی فولادی با کاربری مدرسه (A-SSW)، قاب ۱ (به دلیل تقارن پلان سازه) از پلان دو ساختمان R و A-SSW انتخاب گردید و در نرم افزار ABAQUS تحت تحلیل بار افزون قرار گرفتند. قابل ذکر است با توجه به اندرکنش قاب بتنی و دیوار برشی فولادی و میلگردها با قاب بتنی و رفتار پیچیده قاب های بتنی، هر بار اجرای نرم افزار نیاز به چند روز زمان داشته و برای کاهش زمان به کمتر از ده ساعت از رایانه های با سرعت و پردازش بالا استفاده گردید. مشخصات قاب های مورد استفاده در جدول ۶ آمده است. نمایی از قاب بتنی F1-A-SSW که در نرم افزار ABAQUS مدل شده، در شکل ۹-۱۲ آمده است.



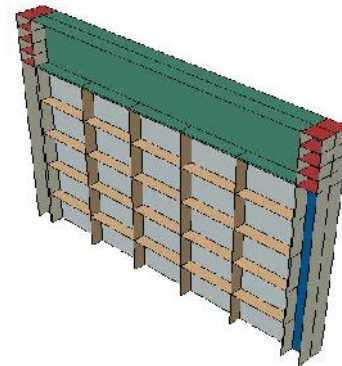
شکل ۹- مشخصات نمونه آزمایشگاهی صبوری و سجادی [۱۷]



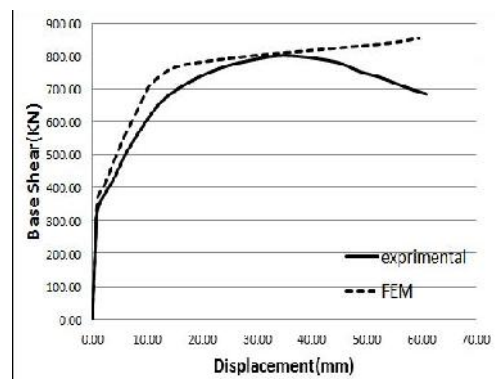
شکل ۱۲- نمایی از قاب بتنی F1-A-SSW دارای دیوار برشی فولادی

۶-۲- تحلیل بار افزون

تحلیل بار افزون روشی ساده و کاربردی است که می توان از آن برای برآورد پاسخها تقاضاهای تحت اثر تحریکات زمین لرزه استفاده نمود. تحلیل بار افزون عبارت است از تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه تحت اثر بارهای جانبی افزایشنده و تعیین نمودار بار- تغییر مکان یا منحنی ظرفیت سازه که معمولاً از برش پایه و تغییر مکان جانبی بام برای رسم این نمودار استفاده می شود [۱۹]. بار ثقلی وارد بر واحد طول تیر، مطابق با بارهای وارده در نرم افزار ETABS محاسبه گردید. بارگذاری جانبی به صورت بار افزون با کنترل تغییر مکان انجام شد. به این صورت که پس از بارگذاری قائم روی تیرها به صورت بار گسترده، سازه تحت تغییر مکان جانبی در جهت محور X قرار گرفت و تغییر مکان به تدریج اضافه شد تا دیوار برشی فولادی به حد تنش گسیختگی



شکل ۱۰- مدل ساخته شده در نرم افزار ABAQUS



شکل ۱۱- مقایسه منحنی ظرفیت اجزاء محدود با نمونه آزمایشگاهی

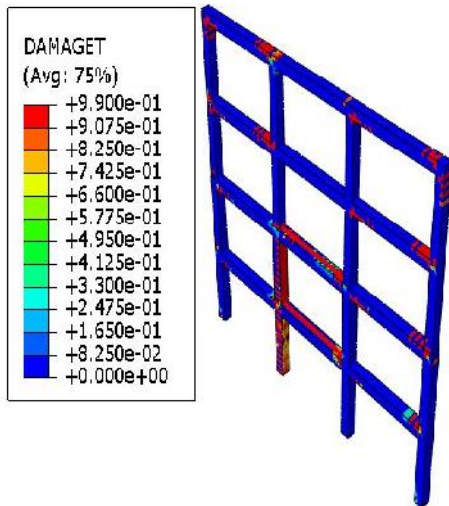
۶-۱- مشخصات قاب های مورد بررسی و تحلیل بار افزون توسط نرم افزار ABAQUS

پس از تحلیل و طراحی سازه ها در برنامه ETABS (سازه با کاربری مسکونی (R)، سازه با کاربری مدرسه (A) و سازه

برسد. این تغییر مکان جانبی بام برابر ۵۰ میلی متر گردید.

جدول ۶- مدل‌های مورد بررسی در نرم افزار ABAQUS

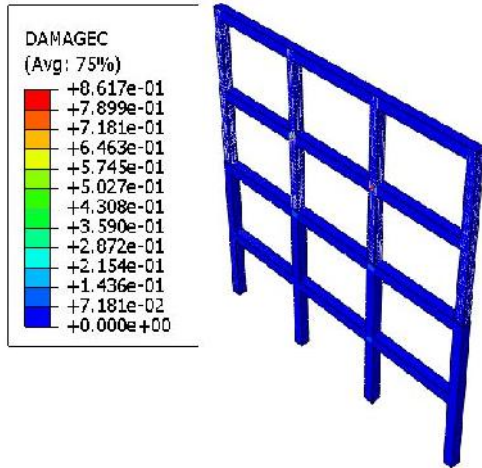
نام مدل	توضیحات
F1-R	قاب ۱ از سازه با سیستم قاب خمشی بتنی متوسط با کاربری مسکونی است. این قاب در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده و تحت بارگذاری ثقلی (بارمرده+۲۰٪ بار زنده) و بار جانبی قرار می‌گیرد.
F1-A-SSW	قاب ۱ از سازه با سیستم قاب خمشی بتنی متوسط و تقویت شده با دیوار برشی فولادی با کاربری مدرسه است. این قاب در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده و تحت بارگذاری ثقلی (بارمرده+۴۰٪ بار زنده) و بار جانبی قرار می‌گیرد.



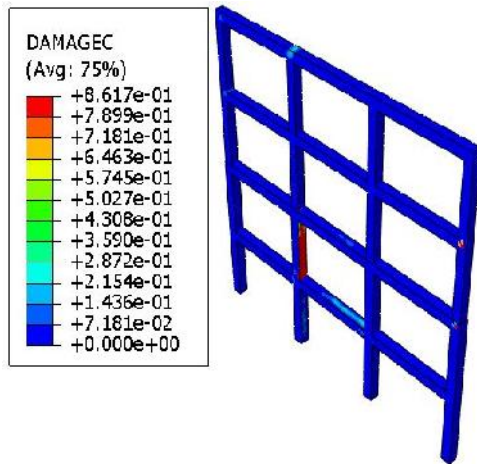
شکل ۱۴- ترک خوردگی کششی بتن در قاب دارای دیوار برشی فولادی F1-A-SSW

۳-۶- بررسی ترک خوردگی بتن

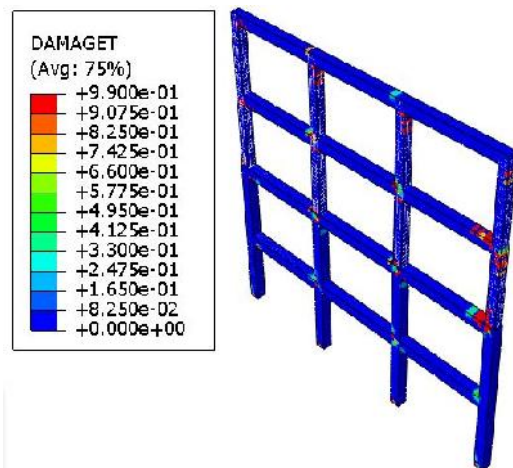
در شکل‌های ۱۳ و ۱۴، ترک خوردگی کششی و در شکل‌های ۱۵ و ۱۶، خردشدگی فشاری قاب بتنی نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل‌ها ملاحظه می‌شود، مقادیر ترک‌های کششی و خردشدگی‌های ناشی از فشار تیرها و ستون‌ها در مجاورت دیوار برشی فولادی افزایش یافته‌است. دلیل این امر نیروهای بزرگی است که از سمت دیوار برشی به قاب بتنی اعمال می‌گردد. حداکثر این مقادیر در طبقه دوم رخ داده و دلیل آن تغییر مقطع دیوار برشی فولادی، از طبقه دوم به طبقه سوم می‌باشد.



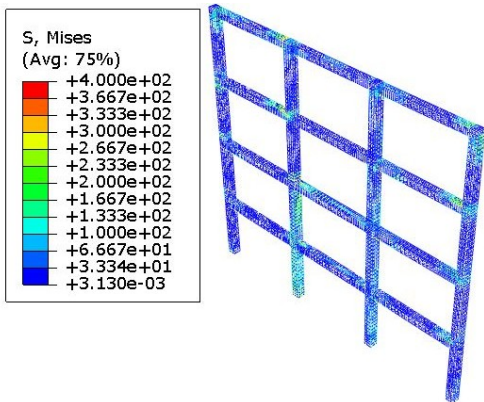
شکل ۱۵- خردشدگی فشاری بتن در قاب F1-R



شکل ۱۶- خردشدگی فشاری بتن در قاب دارای دیوار برشی فولادی F1-A-SSW

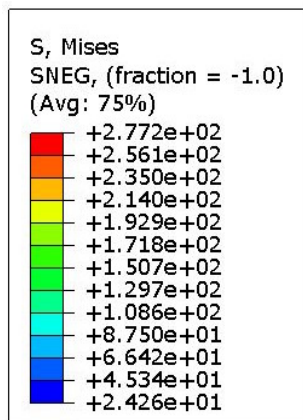


شکل ۱۳- ترک خوردگی کششی بتن در قاب F1-R



شکل ۱۸- مقادیر تنش فون مایسز شبکه میلگرد قاب دارای دیوار برشی فولادی F1-A-SSW

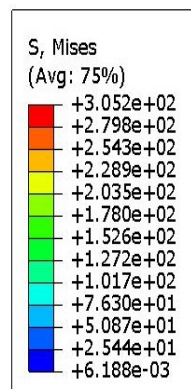
شکل ۱۹ مقادیر تنش فون مایسز دیوارهای برشی قاب F1-A-SSW را با بزرگ‌نمایی ۱۵ برابر نشان می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود ورق دیوار برشی به دلیل نازک بودن در قسمت‌هایی کمانش کرده و پس از کمانش در راستای قطر کششی، میدان پس کمانش تشکیل شده است. همچنین ورق فولادی در تغییر مکان جانبی ۵۰ میلی‌متر، در طبقه سوم در قسمت تحتانی گوشه، به تنش نهایی خود رسیده و دچار پارگی شده است (شکل ۲۰).



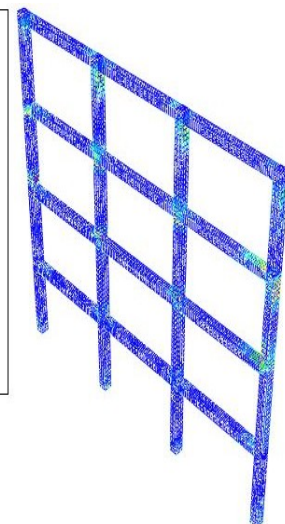
شکل ۱۹- مقادیر تنش فون مایسز دیوار برشی فولادی در قاب F1-A-SSW

۶-۴- بررسی مقادیر تنش

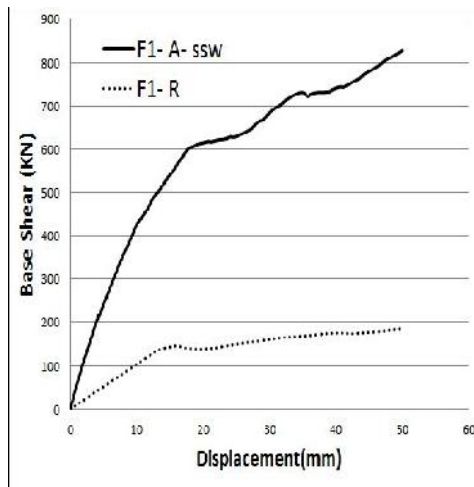
معیار گسیختگی مصالح فولادی در ABAQUS معیار فون مایسز می‌باشد. این معیار که براساس انرژی اعوجاجی می‌باشد، مناسب‌ترین معیار برای مصالح انعطاف‌پذیر مانند فولاد می‌باشد. شکل‌های ۱۷ و ۱۸، مقادیر تنش فون مایسز شبکه میلگرد قاب (شامل میلگردهای طولی و عرضی) F1-R و قاب F1-A-SSW را نشان می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود مقادیر تنش‌های شبکه میلگرد قاب F1-A-SSW در مجاورت دیوار برشی فولادی و بویژه در طبقه دوم بیشتر از تنش‌های شبکه میلگرد قاب F1-R می‌باشد. دلیل آن نیروهای زیاد ناشی از تشکیل میدان پس کمانش در ورق دیوار برشی فولادی است که این نیروها به قاب بتنی وارد می‌شود و تغییر مقطع دیوار برشی از طبقه دوم به سوم، سبب تشدید این نیروها شده است. چنانچه در شکل‌ها مشاهده می‌شود در قاب F1-A-SSW میلگردهای طولی در حد فاصل طبقه دوم و سوم، در مجاورت دیوار برشی به تسلیم رسیده‌اند، ولی در قاب F1-A-SSW، حداکثر تنش ایجاد شده در شبکه میلگرد ۳۰۵ مگاپاسکال می‌باشد و هنوز جاری شدن در هیچ میلگرد طولی رخ نداده است که بیانگر افزایش نیروهای وارده به قاب در اثر اضافه شدن دیوار برشی فولادی، در راستای قطر کششی می‌باشد.



شکل ۱۷- مقادیر تنش فون مایسز شبکه میلگرد قاب بتنی F1-R



و سازه توانایی بارهای اضافی وارده را دارد که به لحاظ تغییر کاربری ایجاد شده‌اند.



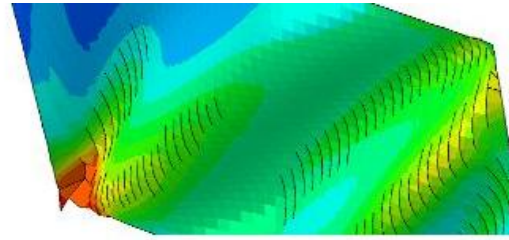
شکل ۲۱- منحنی ظرفیت قاب‌های F1-A-SSW و F1-R

۶-۷ - شکل پذیری و سختی

شکل پذیری سازه عامل مهمی در طراحی لرزه‌ای آن می‌باشد. قابلیت سازه در تحمل تغییر شکل‌های غیرالاستیک بدون این که سازه دچار فروریزش شود، شکل پذیری نام دارد [۲۰]. شکل پذیری (μ) به صورت نسبت ظرفیت تغییر مکان حداکثر (μ_{max}) به تغییر مکان متناظر با نقطه تسلیم در منحنی پاسخ الاستوپلاستیک ایده‌آل شده (y) اندازه گیری می‌شود (رابطه ۴).

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

از دیگر عوامل تعیین کننده در سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی، سختی می‌باشد که از طریق محاسبه شیب خط منحنی دوخطی در ناحیه الاستیک بدست می‌آید. مقادیر شکل پذیری و سختی الاستیک برای قاب‌های F1-A-SSW و F1-R در جدول ۸ محاسبه شده‌است. V_s برش متناظر با ظهور اولین مفصل پلاستیک در سازه و s تغییر مکان متناظر با V_s می‌باشد. V_y برش پایه متناظر با نقطه تسلیم در منحنی دوخطی ایده‌آل شده، y تغییر مکان متناظر با نقطه تسلیم در منحنی دوخطی ایده‌آل شده، μ میزان شکل پذیری سازه و K_e شیب خط در ناحیه الاستیک می‌باشد [۲۱].



شکل ۲۰- پارگی ورق فولادی طبقه سوم در گوشه تحتانی سمت چپ در قاب F1-A-SSW

۶-۵ - کنترل نسبت تغییر مکان واقعی طبقات

با توجه به این که مقادیر نسبت تغییر مکان واقعی طبقات در سازه با کاربری مدرسه، از مقادیر مجاز تجاوز کرده بود، لذا پس از تحلیل بارافزون، این مقادیر برای قاب F1-A-SSW محاسبه شد. این مقادیر در جدول ۷ آمده‌است. مقایسه مقادیر جدول ۴ و جدول ۷ نشان می‌دهد که بکارگیری دیوار برشی فولادی در سازه، مقادیر مذکور را به مقدار قابل ملاحظه‌ای کاهش داده‌است، علیرغم این که در مدل‌سازی قاب‌ها، از اثر تیرهای عمود بر صفحه قاب صرف نظر شده است و قاب‌ها در ABAQUS با درجه آزادی بیشتری مورد تحلیل قرار گرفته‌اند.

جدول ۷- محاسبه مقادیر $\frac{\Delta M}{h}$ و $\frac{\Delta W}{h}$ در قاب F1-A-SSW

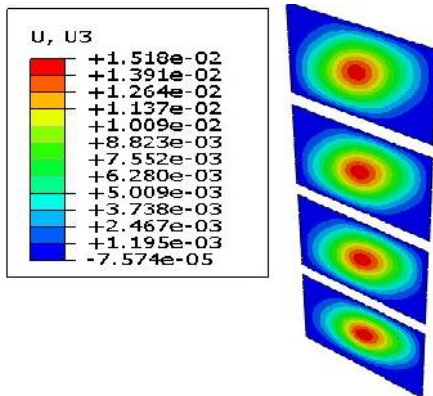
طبقه	تغییر مکان طبقات (mm)	تغییر مکان جانبی نسبی Δ_w (mm)	تغییر مکان جانبی نسبی ΔM	تغییر مکان جانبی نسبی ΔW
ST4	۵۰	۱۶/۳	۰/۰۰۴۶۵۷	۰/۰۲۲۸
ST3	۳۳/۷	۱۷/۵	۰/۰۰۵	۰/۰۲۴۵
ST2	۱۶/۲	۱۰	۰/۰۰۲۸۵۷	۰/۰۱۴
ST1	۶/۲	۶/۲	۰/۰۰۱۷۷۱	۰/۰۰۸۷

۶-۶ - منحنی ظرفیت

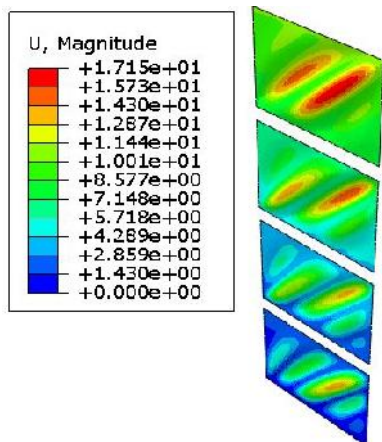
منحنی ظرفیت قاب‌های F1-A-SSW و F1-R در شکل ۱۶ نشان داده شده‌است. با توجه به این شکل، ظرفیت باربری نهایی قاب F1-R و قاب F1-A-SSW به ترتیب برابر ۱۸۵/۱۵ کیلونیوتن و ۸۲۷/۶۶ کیلونیوتن می‌باشد. به این ترتیب با کاربرد دیوار برشی فولادی در سازه ظرفیت باربری بیش از ۴ برابر افزایش یافته‌است

جدول ۸- مقادیر شکل پذیری و سختی الاستیک قاب‌های F1-R و F1-A-SSW و جهت عمود بر صفحه ورق به ۱/۱ میلی متر رسیده است (شکل ۱۸).

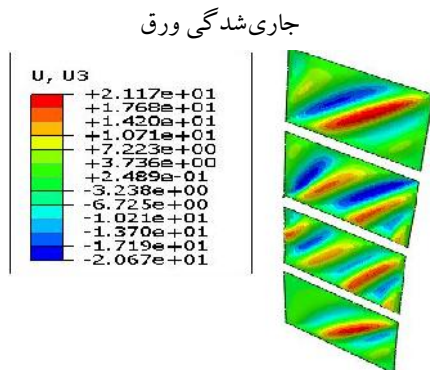
در نهایت در تغییر مکان جانبی حداکثر بام برابر ۵۰ میلی متر، حداکثر میزان تغییر مکان در جهت عمود بر ورق به ۲۱/۱ میلی متر رسیده است (شکل ۲۴).



شکل ۲۲- آغاز کمانش موضعی در مرکز ورق‌ها



شکل ۲۳- نمایی از میدان پس کمانش ورق در تغییر مکان حد جاری شدگی ورق



شکل ۲۴- نمایی از میدان پس کمانش ورق در تغییر مکان حداکثر بام برابر ۵۰ میلی متر

F-A-SSW	F1-R	قاب
۴/۰۶	۱۳/۲	s (mm)
۲۰۲/۴۸	۱۳۵/۹۷	V_s (KN)
۱۰/۹۱	۱۳/۵۵	y (mm)
۵۱۶/۱۵	۱۴۰	V_y (KN)
۵۰	۵۰	max (mm)
۴/۵۸	۳/۶۹	μ
۴۹/۸۷	۱۰/۳	K_e (KN/mm)

با توجه به مقادیر ۸، سختی الاستیک قاب F1-A-SSW حدوداً ۵ برابر سختی الاستیک قاب F1-R و شکل پذیری قاب F1-A-SSW حدوداً ۱/۲ برابر سختی الاستیک قاب F1-R می باشد. این مقادیر بیانگر این است که اضافه کردن دیوار برشی فولادی به سیستم قاب خمشی بتنی، سختی را به مقدار قابل توجهی افزایش می دهد، و افزایش سختی سیستم همراه با افزایش شکل پذیری سیستم می باشد. بنابراین با کاربرد دیوار برشی فولادی در سازه، سازه در تغییر مکان‌های کوچکتری غیرخطی شده و وارد محیط پلاستیک می شود و به این ترتیب شکل پذیری بالاتری از خود نشان می دهد.

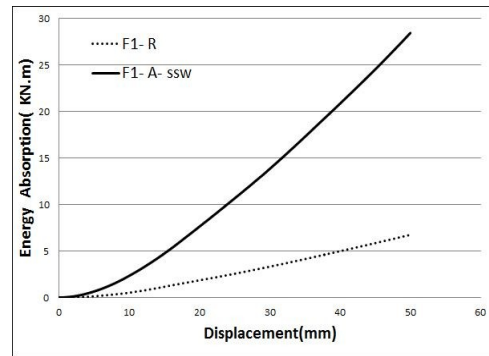
۸-۶- بررسی پدیده پس کمانش در دیوارهای برشی فولادی

همان طور که در شکل مشاهده می شود، کمانش موضعی ورق‌های دیوار برشی فولادی در تغییر مکان جانبی ۰/۲۵ میلی متر از مرکز ورق‌ها شروع شده است (شکل ۲۲). لازم به ذکر است که تغییر شکل‌ها در شکل‌های ۲۲ تا ۲۴ با بزرگ‌نمایی ۱۵ برابر نشان داده شده است.

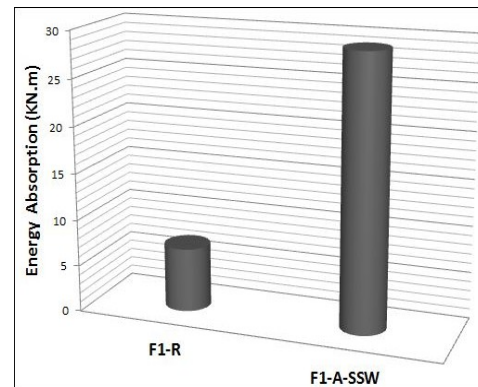
به تدریج با افزایش تغییر مکان جانبی در راستای X، میدان کششی قطری پس از کمانش ورق، به صورت موج‌هایی در راستای قطر کششی گسترش یافته است. در تغییر مکان ۱۰/۹۱ میلی متر که ورق جاری می شود، میزان حداکثر تغییر مکان در

۹-۶- جذب انرژی

تحقیقات گوناگون حاکی از آن است که اثرات مخرب زلزله بسیار موثر از انرژی لرزه‌ای رسیده به سازه در طول زمان زلزله می‌باشد. مقداری از این انرژی توسط اعضای سازه به علت رفتار غیرخطی آن‌ها، جذب و مستهلک می‌شود و هرچه میزان این انرژی بیشتر باشد، عملکرد سازه در زمان وقوع زلزله بهتر است. مساحت زیر منحنی ظرفیت، بیانگر میزان جذب انرژی توسط سازه می‌باشد، لذا در این قسمت نتایج مربوط به میزان جذب انرژی قاب‌ها تا تغییر مکان بام ۵۰ میلی‌متر در شکل ۲۵ آمده و با هم مقایسه گردیده‌اند. در نمودارهای زیر، محور افقی بیانگر میزان تغییر مکان و محور عمودی بیانگر میزان جذب انرژی می‌باشد.



شکل ۲۵- منحنی جذب انرژی قاب‌های F1-R و F1-A-SSW



شکل ۲۶- مقادیر جذب انرژی قاب‌های F1-R و F1-A-SSW

مقادیر جذب انرژی نهایی قاب‌ها در شکل ۲۶ به صورت نمودار میله‌ای با هم مقایسه شده‌است. با توجه به این مقادیر میزان جذب انرژی قاب F1-A-SSW تا تغییر مکان بام ۵۰ میلی‌متر، بیش از ۴ برابر جذب انرژی قاب F1-R می‌باشد که دلیل این امر، شکل‌پذیری بالای دیوار برشی فولادی می‌باشد.

۷- نتیجه‌گیری

با توجه به نمودارها و جداول حاصل از تحلیل قاب‌های موردنظر و مقایسه آن‌ها، نتایج زیر در زمینه بهسازی قاب‌های بتن مسلح ضعیف با دیوار برشی فولادی ارائه می‌شود:

۱- با بکارگیری دیوار برشی فولادی میزان ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری و میزان تنش‌های وارده به قاب بتنی در مجاورت دیوار برشی افزایش می‌یابد. دلیل این امر افزایش تنش‌های وارد به قاب در راستای قطر کششی به دلیل تشکیل میدان پس‌کمانش در این راستا می‌باشد.

۲- با استفاده از سیستم باربر جانبی دیوارهای برشی فولادی، می‌توان ظرفیت باربری سازه‌های ضعیف را به مقدار قابل ملاحظه‌ای افزایش داد. در این نمونه‌ها که رفتار سازه بیشتر برشی است تا خمشی، ظرفیت سازه از ۱۸۵ کیلونیوتن به ۸۲۷ کیلونیوتن رسانده شده که بیش از ۴ برابر ظرفیت نهایی سازه اولیه می‌باشد.

۳- در مراحل اولیه بارگذاری، سازه اولیه در برابر بارهای جانبی شرکت می‌کند و در ادامه بارگذاری با فرا رفتن نیروها از ظرفیت باربری سازه اولیه، بخش بزرگ‌تری از نیروی برشی از قاب به دیوار برشی منتقل شده و باربری جانبی عمدتاً توسط دیوار برشی فولادی صورت می‌گیرد.

۴- در دیوار برشی فولادی میدان کششی قطری، پس از کمانش ورق فولادی در مرکز ورق شکل گرفته و به تدریج با افزایش تغییر مکان، تمام ورق را در برمی‌گیرد و دیوار برشی فولادی با بهره‌گیری از مقاومت پس‌کمانشی نقش موثری در استهلاک انرژی ایفا کرده است.

۵- با توجه به این که ورق‌های دیوار برشی فولادی بسیار نازک هستند، در تغییر مکان‌های بسیار کوچکی کمانش می‌کنند و عمده مقاومت این ورق‌ها مربوط به مقاومت پس‌کمانشی آن‌هاست. به طوری که در تغییر مکان جانبی ۰/۲۵ میلی‌متر ورق‌ها کمانش کرده‌اند و پس از آن میدان کششی قطری در مرکز این ورق‌ها شکل گرفته است.

۶- در قاب تقویت شده با دیوار برشی فولادی، سیستم دیوار برشی فولادی در تغییر مکان‌های بسیار کوچک‌تری نسبت به قاب بتنی، غیرخطی شده و وارد ناحیه پلاستیک شده و بیش از ۴

- [۹] مبحث نهم (طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه)، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۸۵.
- [10] CSA., CAN/CSA-S16.1-94, "Limit states design of steel structures", Canadian Standards Association, Toronto, Ontario, 1994.
- [11] AISC 341(2005), "Seismic Provisions for For Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago.
- [۱۲] قلهکی، م.؛ اصغری تکدام، ه.، "اندرکنش برشی و خمشی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک"، مجموعه مقالات پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ۱۳۸۹.
- [13] Lubliner, J.; Oliver, J. Oller, S.; Onate, E., "A Plastic- Damage Model for Concrete," International Journal of Solids and Structures, Vol. 25, pp. 299-329, 1989.
- [14] Lee, J.; Fenves, G. L. "Plastic- Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 124, No.8, pp. 892-900, 1998.
- [15] Jankowiak, j.; Lodygowski, T., "Identification of Parameters of Concrete Damage Plasticity Constitutive Model", Foundations of Civil and Environmental Engineering", Poznan University of Technology, No.6, Poland, 2005.
- [16] An, Ch.; Castello, X.; Duan, M.; D.Toledo Filho, R.; F.Estefen, S., "Ultimate Strength behavior of Sandwich Pipes filled with Steel fiber Reinforced Concrete", Ocean Engineering, 55, 125-135, Brazil, 2012.
- [۱۷] اسعد سجادی، س.ر.، "بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی با بازشو"، رساله دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، ۱۳۸۸.
- [18] Abaqus Standard User's manual, Version (6.10.1), Karlsson and Sorensen.
- [19] Filippou, F.c.; Fenves, G.L., "Method of Analysis for Earthquake Resistant Structures", Chapter 6, 2004.
- [20] Maheri, M.R.; Kousari, R.; Razazan, M., "Pushover tests on Steel X-Braced and Knee-Braced Rc Frames", Engineering Structures, shiraz, Iran, vol.25, 1697-1705, 2003.
- [۲۱] نشریه شماره ۳۶۰ (دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، معاونت امور فنی دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، ۱۳۹۰.
- برابر قاب بتنی، انرژی جذب کرده است. سهم جذب انرژی قاب از کل نمونه، در تغییر مکان‌های کوچک ۱۸ درصد و در تغییر مکان‌های بزرگ به ۲۳ درصد می‌رسد.
- ۷- با اضافه شدن دیوار برشی به قاب بتنی، سختی الاستیک به مقدار قابل توجهی افزایش یافته، که این بیانگر سختی بسیار بالای سیستم توام با شکل‌پذیری بالای آن می‌باشد.
- ۸- با بکارگیری ورق‌های با مصالح فولاد نرم، به دلیل این که این ورق‌ها دارای تنش تسلیم پایین‌تری نسبت به فولادهای معمولی هستند، از این رو ضخامت ورق‌های دیوار برشی فولادی با این مصالح نسبت به ضخامت ورق‌های دیوار برشی فولادی با مصالح معمولی بیشتر بدست می‌آید و این سبب بهبود رفتار آن‌ها در برابر کمانش می‌شود و اجرای ورق‌های با ضخامت بالاتر به نسبت عملی‌تر می‌باشد.
- ### ۸- مراجع
- [1] Astaneh- Asl, A., "Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls", Structure Steel Education Council, Technical Information and Product Service, University of California, Berkeley, 2001.
- [۲] صبوری، س.، "مقدمه‌ای بر دیوارهای برشی فولادی"، چاپ انگیزه، پاییز ۱۳۸۰.
- [3] Thorburn, L. J; Kulak, G. L. and Montgomery, C. J., "Analysis and design of steel shear wall systems", Struct. Eng, Rept. 107, Dept. Civil Eng, Univ. Alberta, 1983.
- [4] Timler, P. A; Kulak, G. L., "Experimental study of steel plate shear walls", Struct. Eng, Rept. 114, Dept. Civil Eng, Univ. Alberta, 1983.
- [5] Astaneh-Asl, A., "Steel Plate Shear Walls", Proceedings, U.S.-Japan Partnership for Advanced Steel Structures, 2000
- [6] Matteis, G.D; Mazzolani, F.M, "Metal Shear Panels for Seismic Resistant Structures", Dept. of Structural Analysis and Design, University of Naples Federico II, Naples, Italy.
- [۷] مبحث ششم (بارهای وارد بر ساختمان)، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۸۵.
- [۸] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، مرکز تحقیقات و مسکن، ویرایش سوم، ۱۳۸۴.

Nonlinear and Post-Buckling Behavior of Concrete Frames Reinforced by Thin Steel Plate Shear Wall

F. Rezaee*

Assistant Professor, Bu - Ali Sina University

S. Faraji Moghadam

M.Sc. student, Bu - Ali Sina University

(Received: 2013/10/28 - Accepted: 2013/11/30)

Abstract

In recent decades, to reach the lateral load resisting system which can satisfy a set of parameters, strength, hardness and flexibility, a lot of researches have been done. In recent years, in many countries, a new system called, steel plate shear wall (SPSW) has been used. Due to hardening and high strength, high energy absorption capability, speedy erection, economical and easy performance, the system has been used more in rehabilitation of existing steel buildings. While SPSW system can be easily integrated into existing steel frames, its suitability in concrete frames is still in the developmental stage. Currently on the behavior of reinforced concrete frame reinforced with SPSW research work has been slowly, because of have varied and complex behavior, researchers have always been interested in the use of concrete and steel together. In this study, first the numerical model has been verified by experimental results and then the behavior and the phenomenon of post-buckling in concrete frames reinforced with SPSW has been discussed. The results shows the suitable behavior of structure reinforced with SPSW and thereby it indicates load capacity, stiffness and energy absorption and flexibility of system increased. The actual drift ratio of floors using SPSW was also significantly reduced.

Keywords: Strengthening of Concrete Structure, Nonlinear Behavior, Thin Steel Plate Shear Wall, Phenomenon of Post-Buckling

* Corresponding author: frrezaie@gmail.com