

بررسی رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی با اتصال منقطع ورق و بازشوی شیاری تیر

مسعود حسین زاده اصل^۱، مهنا صفرخانی^۲

^۱ استادیار دانشکده عمران دانشگاه تبریز

^۲ فارغ‌التحصیل کارشناسی ارشد سازه دانشکده عمران دانشگاه تبریز
نام و نشانی ایمیل نویسنده مسئول:

مهنا صفرخانی

mahna.safarkhani@gmail.com

چکیده

در خلال سه دهه گذشته، از دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بار جانبی که دارای عملکرد لرزه‌ای مناسبی می‌باشد، در طراحی و تقویت برخی ساختمان‌ها استفاده شده است. رفتار مناسب سیستم در جذب انرژی، پایداری حلقه‌های هیستریزس و همچنین سختی، مقاومت و شکل‌پذیری بالای آن، ایده‌ی استفاده از این سیستم مقاوم در ساختمان‌ها را بیش‌ازپیش تقویت می‌کند. در این مقاله به منظور افزایش شکل‌پذیری این سیستم، مدل‌های اتصال منقطع جوشی ورق فولادی به قاب محیطی و همچنین نمونه‌های ترکیبی از اتصال منقطع ورق به قاب با بازشوی شیاری جان تیر مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل از آنالیز اجزا محدودی نشان داد که مدل‌هایی با جان شیاری تیرها عملکرد بهتری در حوزه‌ی شکل‌پذیری، جذب انرژی، سختی و مقاومت برشی را نسبت به سایر مدل‌ها دارند. همچنین مدل شیاری پیشنهادی در سیستم دیوار برشی فولادی با نسبت ارتفاع به پهنای متفاوت مورد مطالعه قرار گرفت و مشاهده شد که با کاهش در نسبت ارتفاع به پهنای، شکل‌پذیری کاهش می‌یابد.

واژگان کلیدی: اتصال منقطع، دیوار برشی فولادی، شکل‌پذیری، مقطع تیر کاهش یافته

مقدمه

دیوار برشی فولادی به عنوان سیستم باربر جانبی اصلی در ساختمان‌های بلند در سه دهه اخیر مطرح شده است و استفاده از آن‌ها در جهان به سرعت روبه گسترش می‌باشد. دیوارهای برشی فولادی به دو صورت سخت شده و سخت نشده تقسیم‌بندی می‌شوند. در انواع معمول ورق نازک تقویت‌شده داخل قاب محیطی قرار می‌گیرد. در آغاز و در طول سال ۱۹۷۰ دیوارهای برشی سخت شده در ژاپن در ساخت‌وسازهای جدید و در ایالت متحده برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها استفاده گردید. استفاده از انواع تقویت نشده در دهه‌ی ۸۰ در آمریکا و کانادا شروع شد. اولین آنالیزها و تحقیقات انجام گرفته جهت به کارگیری مقاومت پس از کماتش پائل در برش توسط Tromposch [1]، Thorburn et al. [2] and Kulak انجام گرفت. به عنوان اولین رویکرد جهت تحلیل و طراحی دیوارهای برشی تقویت نشده ارائه‌ی مدل نواری سازگار با استاندارد کانادا [12] CSA-S16-01 می‌باشد. موضوع مقاومت پس از کماتش توجه بسیاری از محققان آمریکا، کانادا و

انگلیس را به خود جلب کرد. [3] Elgaaly et al. با انجام آزمایشی روی دیوارهای برشی فولادی یک لایه ثابت کرد که این سیستم می تواند مقاومت کافی را در برابر بارهای جانبی داشته باشد. تحقیقات روی دیوار با بازشوی مرکزی، اولین بار توسط [4] Robert and Sabouri با اعمال بارگذاری چرخه ای شبه-استاتیک انجام گرفت. تمامی آزمایش ها شکل پذیری بالا، منحنی هیستریزیس S شکل پایدار و همچنین افزایش جذب انرژی در هر سیکل با افزایش دامنه جابجایی برشی را نشان می دهد.

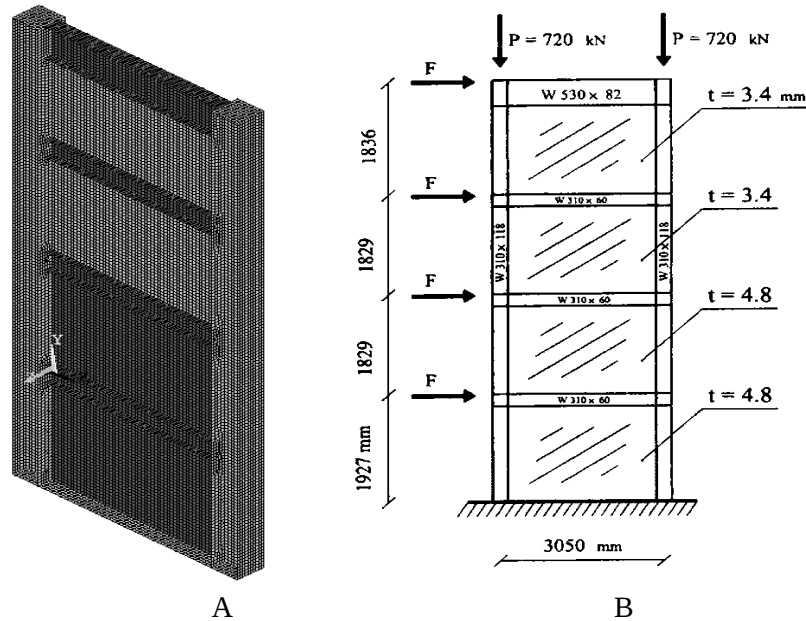
[5] Nakashima et al., [6] Driver et al., [7] Lubell et al., [8] Astaneh-Asl and Zhao نیز مطالعاتی را بر روی مدل چندطبقه انجام دادند. مطالعات انجام گرفته بعدی بر روی ظرفیت جذب انرژی این سیستم انجام گرفت از قبیل آزمایش ها صورت گرفته توسط [9] Behbahani et al. و [10] Qu et al. هر دو آیین نامه امریکا [11] ANSI/AISC 341-05 و [12] CAN/CSA-S16-01 روند طراحی پایه ای را برای دیوار با اتصال پانل به تیر و ستون ارائه کردند. در این تحقیق به منظور بررسی رفتار سیستم و با هدف افزایش شکل پذیری انواع دیوار برشی فولادی یکی با اتصال جوش منقطع و مدل دیگر با ترکیبی از جوش منقطع و سوراخ شیاری جان تیر مورد بررسی قرار خواهد گرفت. در این مقاله برای تمامی مدل سازی ها، روش اجزا محدود و نرم افزار [13] ANSYS بکار گرفته شده است.

۲- فرضیات مدل سازی و صحت سنجی نمونه ها با استفاده از آزمایش های گذشته

برای صحت سنجی مدل ها از نمونه دیوار برشی فولادی چهار طبقه مورد آزمایش در دانشگاه آلبرتا کانادا استفاده شد. نتایج منحنی بار-تغییر مکان جانبی مدل با نمونه آزمایش تحت اثر بارگذاری مونوتونیک، در زیر آورده شده است.

۲-۱- فرضیات کلی مدل سازی عددی

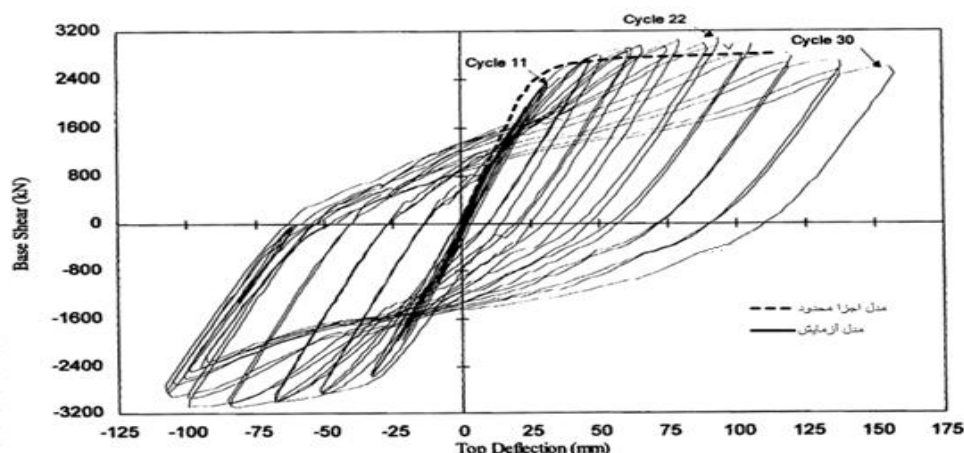
المان های انتخاب شده برای ورق فولادی و تیرها و ستون های اطراف آن از نوع [14] Shell181 در نظر گرفته شده است. به منظور لحاظ کردن تغییر شکل های بزرگ، فرض غیرخطی هندسی و به منظور در نظر گرفتن رفتار غیرخطی تنش- کرنش مصالح فرض غیرخطی مصالح در تحلیل در نظر گرفته شده است. بنا به توصیه خود نرم افزار و به دلیل سازگاری با المان های بکار رفته از روش تحلیل غیرخطی نیوتن-رافسون استفاده گردید. روش نیوتن-رافسون نسبت به سایر روش ها از دقت بالاتری برخوردار است. معیار همگرایی که برای این روش استفاده شده است، معیار همگرایی نیرویی می باشد. در شکل ۱ ابعاد و مشخصات مدل آزمایشگاهی نشان داده شده است.



شکل ۱- مشخصات نمونه آزمایشی در دانشگاه Alberta کانادا

۲-۲- صحت سنجی نتایج

برای صحت سنجی، منحنی‌های بار-تغییر مکان برشی نمونه‌ی آزمایشگاهی با منحنی متناظر حاصل از مدل‌سازی مقایسه شده‌اند. بر اساس شکل ۲، انطباق قابل قبولی بین منحنی آزمایشگاهی و منحنی متناظر عددی، مشاهده می‌شود.



شکل ۲- مقایسه منحنی مربوط به صحت سنجی مدل آزمایشگاهی با مدل عددی.

۳- مدل سازی و معرفی مشخصات نمونه ها

از آنجایی که مقاومت فشاری ورق فولادی ناچیز بوده، ورق در همان مراحل ابتدایی بارگذاری کمانش می کند و مقاومت توسط میدان کششی ایجاد شده در ورق تأمین می گردد. صلیبیت المان های مرزی (تیر و ستون) در تشکیل این میدان کششی نقش بسزایی داشته و باعث افزایش شکل پذیری سیستم می شود. نوع اتصال تیر به ستون نیز در میزان ظرفیت شکل پذیری سیستم تأثیرگذار می باشد. این اتصال می بایست گیردار باشد. تأثیر مطلوب اتصال گیردار در بالا بردن درجه نامعینی سیستم و به تبع آن افزایش مقاومت خواهد بود. از سویی دیگر گیرداری اتصال باعث افزایش تقاضا در المان های مرزی شده و می تواند منجر به خرابی اتصال شود قبل از اینکه میدان کششی در ورق به طور کامل گسترش یابد. در این مقاله به منظور کاهش تقاضا در قاب محیطی و جلوگیری از خرابی ستون ها، الگوی اتصال منقطع ورق به قاب محیطی با و بدون کاهش در جان تیر مورد بررسی قرار می گیرد.

۳-۱ معرفی مشخصات نمونه ها و معیار شکست

در این قسمت چهار نوع دیوار برشی فولادی یکی با بازشوی شیاری جان تیر و سه مدل دیگر با ترکیبی از اتصال منقطع جوشی ورق به قاب محیطی با و بدون بازشوی شیاری تیر مدل سازی خواهد شد. در تمامی مدل ها اتصال تیر به ستون صلب در نظر گرفته شده است. اطلاعات مربوط به هندسه و ابعاد اعضا سیستم در جدول ۱ و ۲ آورده شده است. همچنین مقادیر تنش تسلیم، تنش کششی نهایی و مدول الاستیسیته را نیز می توان در جدول ۳ مشاهده کرد. از آنجایی که اتصال تیر به ستون با جوش انجام گرفته است، شروع کرنش پلاستیک در بر اتصال می تواند منجر به شکست شود. به همین منظور اولین معیار خرابی مربوط به محدود کردن مقادیر کرنش پلاستیک تا $\epsilon_u = 0.14$ در مدل اجزاء محدود و در المان های تیر و ستون و همچنین ورق فولادی (به جز اتصال) در نظر گرفته شده است (ϵ_u کرنش متناظر با مقاومت نهایی فولاد).

نمونه ها تحت بارگذاری یک سویه همراه با دو بار قائم متمرکز به میزان 180 kN در بالای ستون ها قرار داده شده اند. در ادامه رفتار مدل ها از جمله رفتار تحت بارگذاری پوش آور مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

پارامترهای مربوط به هندسه بازشو جان تیرها و الگوی اتصال جوش منقطع ورق به المان‌های مرزی در شکل ۳ و جزئیات مربوط به نمونه‌ها در جدول ۴ آورده شده است.

جدول ۱- ابعاد مقاطع تیر و ستون.

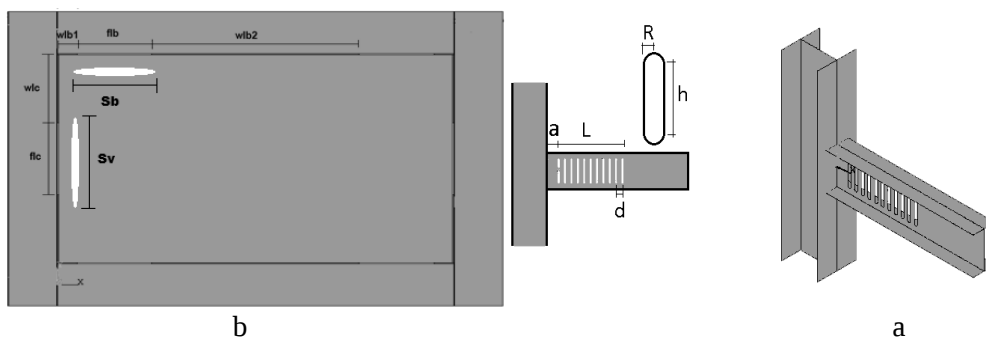
عضو	عرض بال (mm)	ضخامت بال (mm)	ارتفاع جان (mm)	ضخامت جان (mm)
ستون	۳۵۰	۲۰	۳۵۰	۱۵
تیر	۲۰۰	۱۵	۳۵۰	۱۰

جدول ۲- ابعاد ورق فولادی در نمونه‌ها.

عضو	طول (mm)	عرض (mm)	ضخامت (mm)
ورق فولادی	۲۶۵۰	۱۶۵۰	۱٫۸

جدول ۳- خصوصیات مکانیکی نمونه‌ها.

عضو	مقاومت تسلیم (Mpa)	مقاومت نهایی (Mpa)	مدول الاستیسیته (Mpa)
ورق فولادی	۳۴۲	۴۵۶	۲۰۸۸۳۵
ستون	۳۱۴	۴۸۱٫۷	۲۰۲۹۹۱
تیر	۳۳۲٫۷	۴۷۸	۲۰۳۹۴۷



شکل ۳- (a) هندسه بازشو جان تیرها، (b) اتصال جوش منقطع ورق به المانهای مرزی.

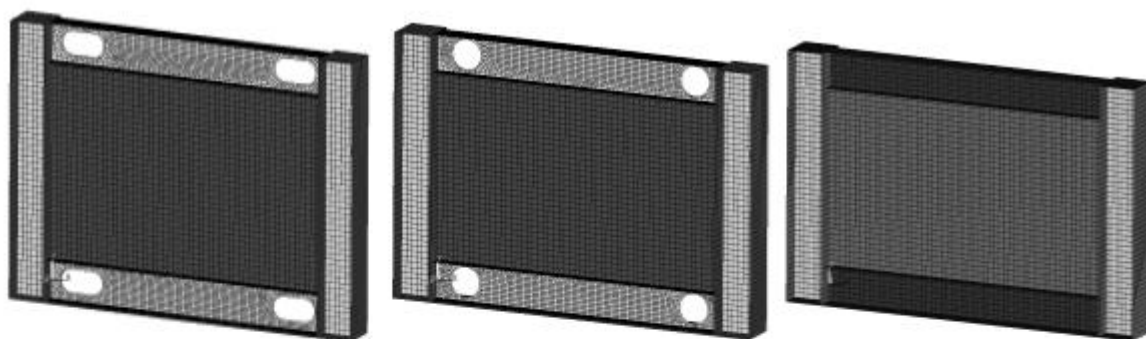
جدول ۴

(a) جزئیات ابعاد بازشوها.

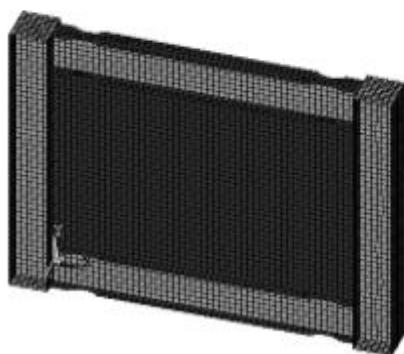
نمونه	a (mm)	R (mm)	h (mm)	L (mm)	c (mm)
شیاری	۱۰۰	۱۵	۱۴۵	۱۷۰	-
شیاری-منقطع تیر	۱۰۰	۱۵	۱۴۵	۱۷۰	-
شیاری-منقطع ستون	۱۰۰	۱۵	۱۴۵	۱۷۰	-

(b) طول جوش و شیار ورق.

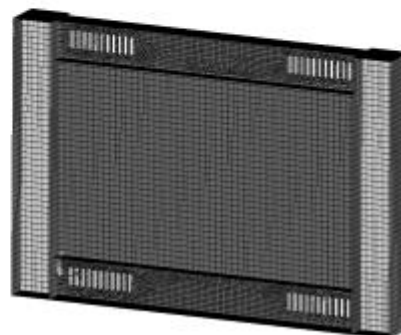
نمونه	$wlb1$ (mm)	$wlb2$ (mm)	wlc (mm)	flb (mm)	flc (mm)	Sb (mm)	Sv (mm)
جوش منقطع	۱۴۰	۱۶۷۰	۵۶۰	۵۲۵	۵۳۰	-	-
شیاری-منقطع تیر	۱۴۰	۱۶۷۰	-	۵۲۵	-	۶۶۰	-
شیاری-منقطع ستون	-	-	۵۶۰	-	۵۳۰	-	۷۰۰



شکل ۴- مدل اجزاء محدود نمونه اولیه. شکل ۵- مدل اجزاء محدود نمونه دایروی. شکل ۶- مدل اجزاء محدود نمونه بیضوی.



شکل ۸- مدل اجزاء محدود نمونه RBS



شکل ۷- مدل اجزاء محدود نمونه شیاری.

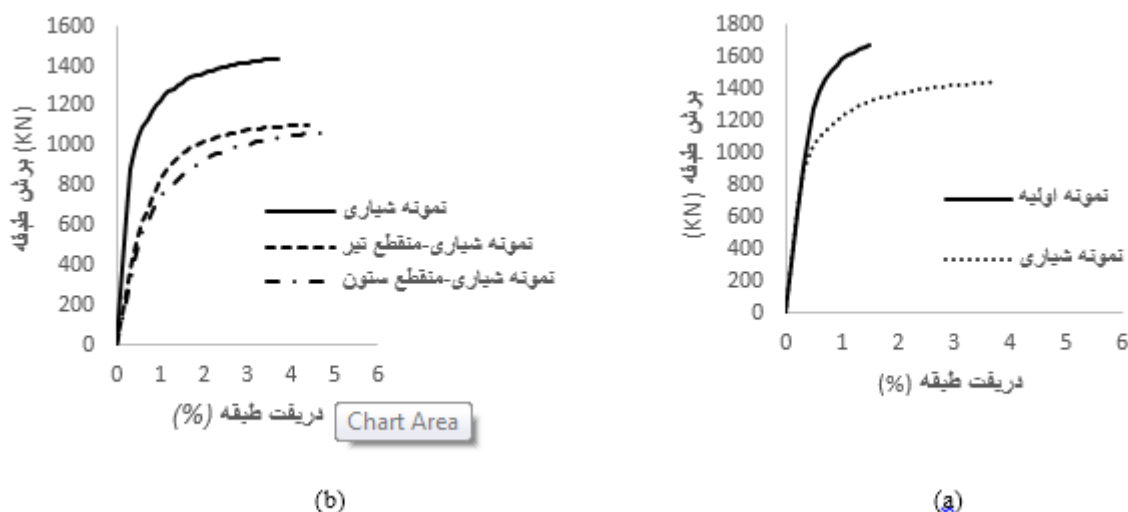
۳-۲- نتایج آنالیز

توزیع کرنش پلاستیک در نمونه‌ها تا مقدار دریافت خرابی، را می‌توان در شکل‌های ۴ تا ۸ مشاهده کرد. همان‌طور که قبلاً نیز بحث شد، معیار خرابی بر پایه :

- محدود کردن مقادیر کرنش پلاستیک در بر اتصال تیر به ستون (به دلیل اتصال جوشی).
- محدود کردن مقادیر کرنش پلاستیک تا حد خرابی نهایی فولاد در نواحی دیگر.

در شکل ۹(a) نمودارهای نیرو-تغییر مکان جانبی برای دو نمونه اولیه و شیاری آورده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، در نمونه شیاری، سختی تقریباً برابر با نمونه اولیه بوده این در حالی است که مقاومت برشی تا ۸۸٪ نمونه اولیه کاهش یافته است. در نمونه جوش منقطع به دلیل تمرکز تنش در ناحیه قطع اتصال جوشی ورق به تیرها و ستون‌ها، و رسیدن مقادیر کرنش پلاستیک در این نواحی به حداکثر مقدار مجاز در همان مراحل ابتدایی بارگذاری، سازه نتوانسته جابجایی‌های بزرگ‌تری را تجربه کند. همچنین باندهای مورب کششی در ورق که انتظار تشکیل آن تحت الگوی اتصال منقطع جوشی، می‌رفت به دلیل خرابی زود هنگام جوش ایجاد نشد. در واقع در این سیستم از ظرفیت باربری ورق و قاب محیطی به نحو مطلوب در تحمل بار، استفاده نشده است.

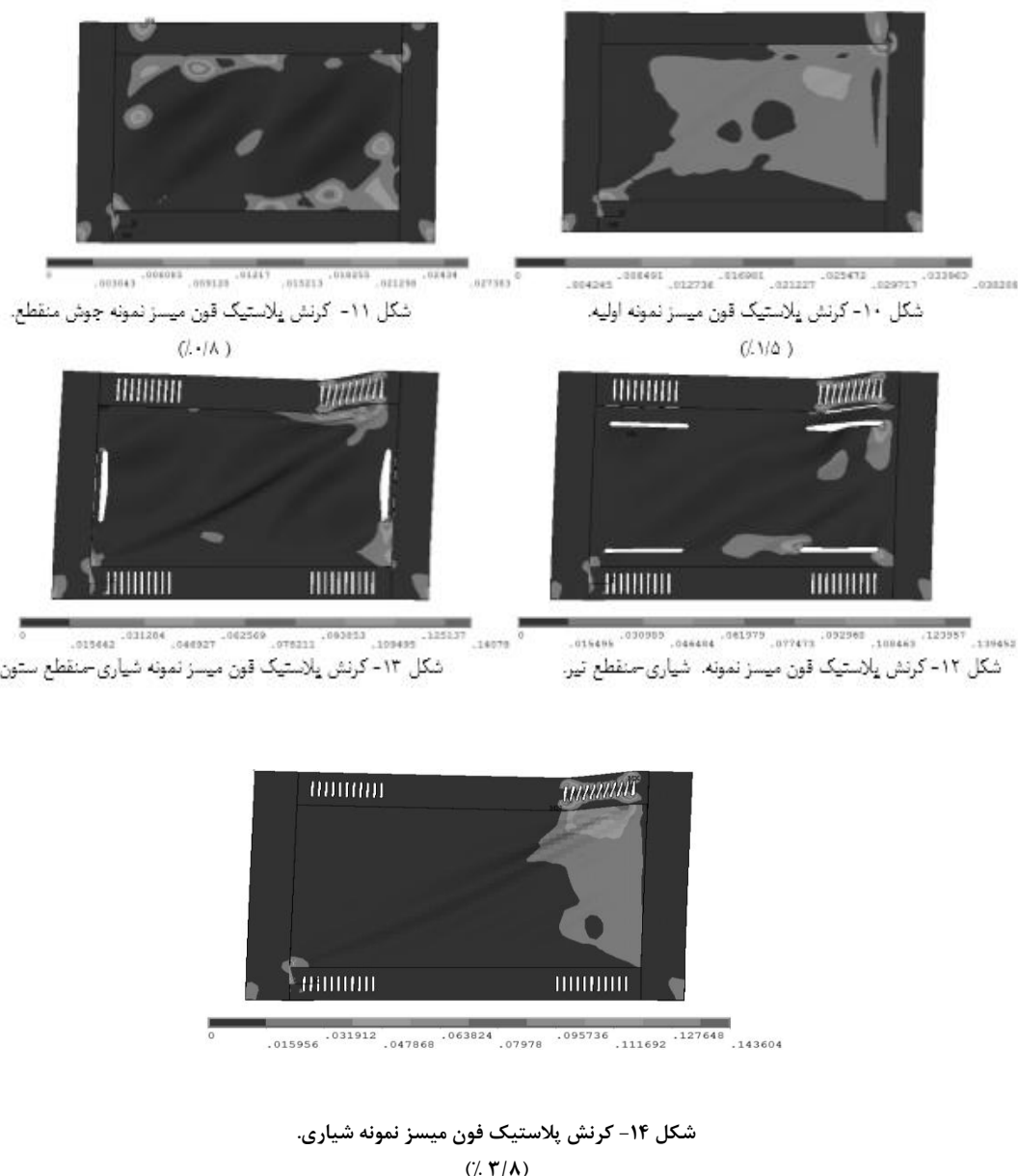
به منظور بررسی رفتار پوش آور نمونه شیاری با اتصال منقطع جوشی ورق به قاب محیطی و همچنین بررسی تأثیر این نوع اتصال ورق به قاب بر چگونگی تغییرات نیروهای وارد بر ستون‌ها، دو مدل‌سازی دیگر یکی با اتصال منقطع ورق به تیر و دیگری با اتصال منقطع ورق به ستون انجام گرفت. در این مدل‌ها به منظور محافظت از جوش در برابر تمرکز تنش زیاد در این نواحی، از شیارهای قائم و افقی در ورق استفاده شده است. همان‌طور که در شکل ۹(b) مشاهده می‌شود نمونه شیاری-منقطع تیر و شیاری-منقطع ستون توانسته‌اند به ترتیب دریافت ۳/۶٪ و ۵٪ را بدون آسیب به ستون‌ها را تحمل کنند. میزان کاهش در نیرو و لنگرهای وارد بر ستون نیز در این دو مدل نسبت به نمونه شیاری با اتصال کامل ورق به قاب در حدود (۲۰-۱۰)٪ بوده و نسبت به نمونه‌ی اولیه در حدود (۳۰-۱۸)٪ می‌باشد (شکل‌های ۱۵ و ۱۶).



شکل ۹- نمودار نیرو-دریافت طبقه در پانل‌ها

همان‌طور که در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود، نمونه‌ی اولیه توانسته دریافتی در حدود ۱/۵٪ را تا حد خرابی تحمل کنند. در این نمونه خرابی اتصال کنترل‌کننده بوده است. کرنش در بر اتصال در این مدل‌ها در مراحل اولیه بارگذاری وارد محدوده پلاستیک می‌شود. با توجه به شکل ۱۴ می‌توان مشاهده نمود که نمونه شیاری توانسته کرنش‌های پلاستیک را به نواحی داخلی دیوار و در زیر ناحیه شیاری

هدایت کند، این در حالی است که در نمونه اولیه کرنش‌های پلاستیک بیشینه در نواحی گوشه رخ می‌دهد. درواقع توزیع کرنش‌های پلاستیک در زیر ناحیه شیاری باعث افزایش شکل‌پذیری سیستم شده است. در شکل ۱۱ نیز همان‌طور که قبلاً بحث شد، تمرکز بالای تنش در ناحیه اتصال ورق به قاب محیطی مانع از تجربه دریافت بیشتر سازه شده و باربری در همان مراحل اولیه بارگذاری با خرابی جوش پایان می‌یابد. در این مدل، خرابی جوش کنترل‌کننده بوده است. همچنین اتصال جوشی در این دو مدل باعث کاهش کرنش‌های پلاستیک در ناحیه‌ی شیاری تیر و تمرکز بیشتر این کرنش‌ها در شیارهای ورق و اتصال جوشی شده است. در نمونه‌های شیاری-منقطع تیر و شیاری-منقطع ستون اتصال منقطع جوشی در این دو مدل باعث کاهش کرنش‌های پلاستیک در ناحیه‌ی شیاری تیر و تمرکز بیشتر این کرنش‌ها در شیارهای ورق و اتصال جوشی شده است (شکل‌های ۱۲ و ۱۳).



۴- مطالعه بر روی نمونه‌های شیاری با نسبت ابعاد متفاوت

۴-۱- معرفی مشخصات نمونه‌ها

در این بخش به مطالعات پارامتریک انجام گرفته بر روی نمونه‌های شیاری با هندسه‌های متفاوت خواهیم پرداخت. بررسی انجام گرفته بر روی دو سری متفاوت از نمونه‌های "A" و "B" است. جدول ۵ جزئیات دو مدل را نشان می‌دهد.

جدول ۵- ابعاد مقاطع تیر و ستون.

عضو	عرض بال (mm)	ضخامت بال (mm)	ارتفاع جان (mm)	ضخامت جان (mm)
سری A	ستون	۳۵۰	۲۰	۳۵۰
	تیر	۲۰۰	۱۵	۳۵۰
سری B	ستون	۳۰۰	۲۰	۳۰۰
	تیر	۲۰۰	۱۵	۴۰۰

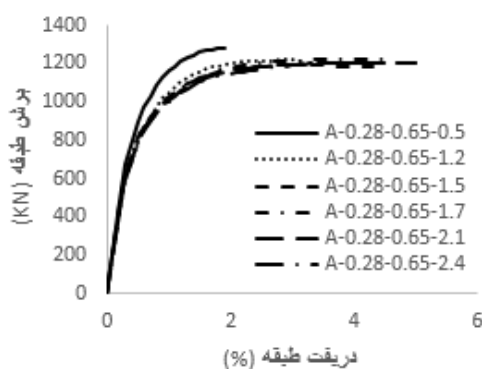
کنترل سختی المان‌ها.

المان	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$I \text{ مجاز}$
سری A	تیر	۲/۲۱۵۱۹۱۹۷۹
	ستون	۷/۴۷۴۱۳۷۹۱۶
سری B	تیر	۲/۲۸۷۶۶۸۰۲۰
	ستون	۲۹۴۷۲۰۰۰

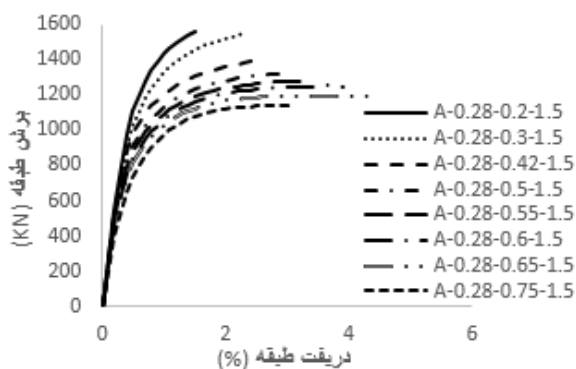
جدول ۶- جزئیات نمونه‌ها.

نمونه	$a \text{ (mm)}$	$h \text{ (mm)}$	$L \text{ (mm)}$	دریفت (%)
سری A	A-0.28-0.2-1.5	$0.2h_w$	$1.5h_w$	۱/۵
	A-0.28-0.3-1.5	$0.3h_w$	$1.5h_w$	۲/۳
	A-0.28-0.42-1.5	$0.42h_w$	$1.5h_w$	۲/۶
	A-0.28-0.5-1.5	$0.5h_w$	$1.5h_w$	۲/۷
	A-0.28-0.55-1.5	$0.55h_w$	$1.5h_w$	۳
	A-0.28-0.6-1.5	$0.6h_w$	$1.5h_w$	۳/۴
	A-0.28-0.65-1.5	$0.65h_w$	$1.5h_w$	۴/۳
	A-0.28-0.75-1.5	$0.75h_w$	$1.5h_w$	۳/۱
	A-0.28-0.65-0.5	$0.65h_w$	$0.5h_w$	۱/۹
	A-0.28-0.65-1.2	$0.65h_w$	$1.2h_w$	۳/۲
	A-0.28-0.65-1.7	$0.65h_w$	$1.7h_w$	۴/۶
	A-0.28-0.65-2.1	$0.65h_w$	$2.1h_w$	۵
	A-0.28-0.65-2.4	$0.65h_w$	$2.4h_w$	۵/۱
	A-0.37-0.65-2.4	$0.65h_w$	$2.4h_w$	۴/۹
	A-0.46-0.65-2.4	$0.65h_w$	$2.4h_w$	۴/۹
	B-0.25-0.2-1.5	$0.2h_w$	$1.5h_w$	۱/۵
	B-0.25-0.3-1.5	$0.3h_w$	$1.5h_w$	۲/۱

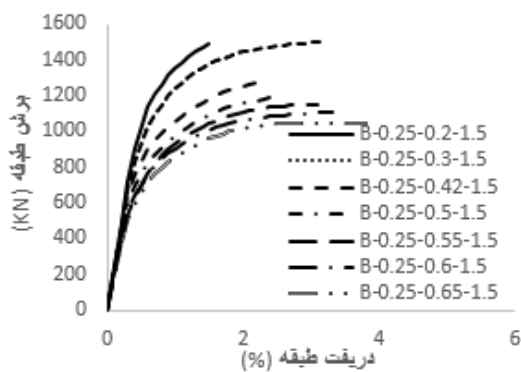
۲,۳	$1, \Delta h_w$	$0,4 \Delta h_w$	$0,2 \Delta h_w$	B-0.25-0.42-1.5	سری B
۲,۵	$1, \Delta h_w$	$0,5 \Delta h_w$	$0,2 \Delta h_w$	B-0.25-0.5-1.5	
۳,۱	$1, \Delta h_w$	$0,5 \Delta h_w$	$0,2 \Delta h_w$	B-0.25-0.55-1.5	
۳,۳	$1, \Delta h_w$	$0,6 \Delta h_w$	$0,2 \Delta h_w$	B-0.25-0.6-1.5	
۳,۸	$1, \Delta h_w$	$0,6 \Delta h_w$	$0,2 \Delta h_w$	B-0.25-0.65-1.5	
۳	$1, \Delta h_w$	$0,7 \Delta h_w$	$0,2 \Delta h_w$	B-0.25-0.75-1.5	
۲	$0, \Delta h_w$	$0,6 \Delta h_w$	$0,2 \Delta h_w$	B-0.25-0.65-0.5	
۲,۵	$1, \Delta h_w$	$0,6 \Delta h_w$	$0,2 \Delta h_w$	B-0.25-0.65-1.2	
۵,۱	$1, \Delta h_w$	$0,6 \Delta h_w$	$0,2 \Delta h_w$	B-0.25-0.65-1.7	
۵	$2,1 \Delta h_w$	$0,6 \Delta h_w$	$0,2 \Delta h_w$	B-0.25-0.65-2.1	
۵	$2,4 \Delta h_w$	$0,6 \Delta h_w$	$0,2 \Delta h_w$	B-0.25-0.65-2.4	
۵	$2,4 \Delta h_w$	$0,6 \Delta h_w$	$0,2 \Delta h_w$	B-0.35-0.65-2.4	
۴,۹	$2,4 \Delta h_w$	$0,6 \Delta h_w$	$0,4 \Delta h_w$	B-0.45-0.65-2.4	



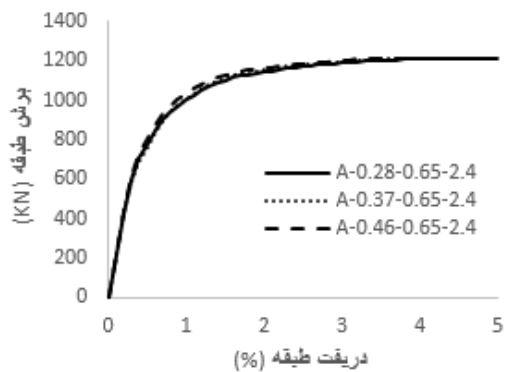
شکل ۱۶- نمودار یرش پایه-دریفت طبقه، سری A
برای $a=0.28h_w$ $h=0.65h_w$



شکل ۱۵- نمودار یرش پایه-دریفت طبقه، سری A
برای $a=0.28h_w$ $L=1.5h_w$

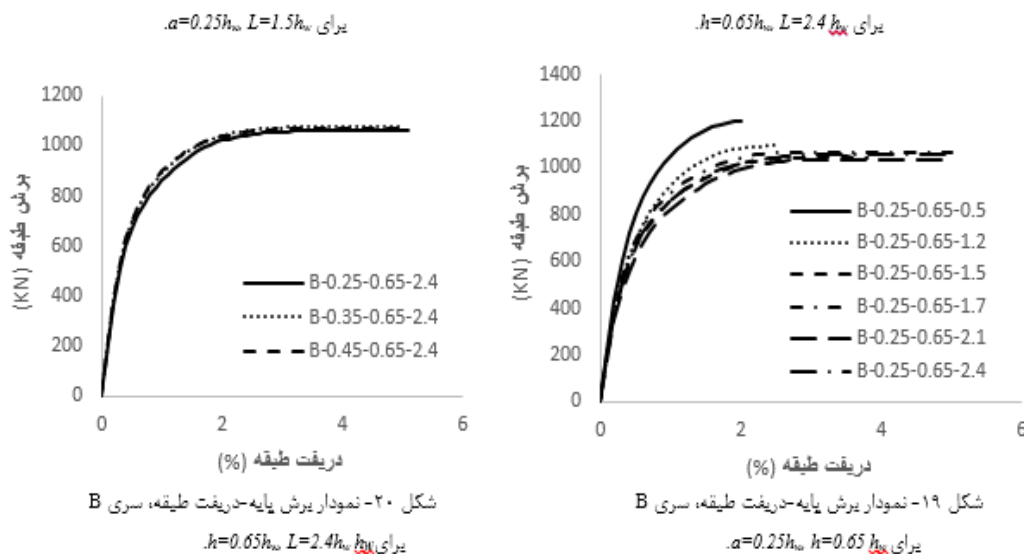


شکل ۱۸- نمودار یرش پایه-دریفت طبقه، سری B



شکل ۱۷- نمودار یرش پایه-دریفت طبقه، سری A

۸



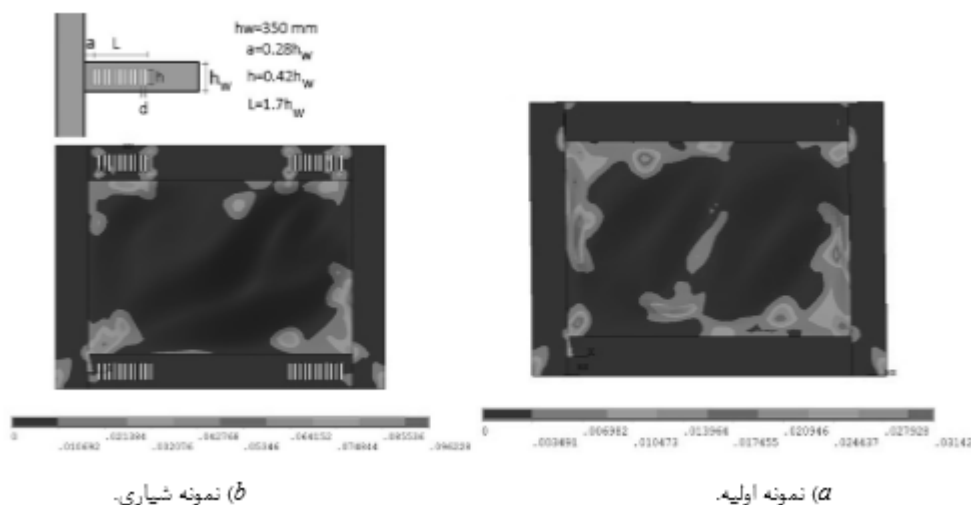
۴-۲- نتایج آنالیز

با توجه به شکل‌های ۱۷ تا ۲۲ مشاهده می‌شود که مدل‌هایی با نسبت طول به ارتفاع زیاد، شکل‌پذیری کمتری دارند. در نمونه‌های ۱۹ و ۲۲ با نسبت طول به ارتفاع ۲/۵، پدیده نرم شدگی و افت مقاومت بعد از تسلیم در نمودار رفتار سازه مشاهده می‌شود.

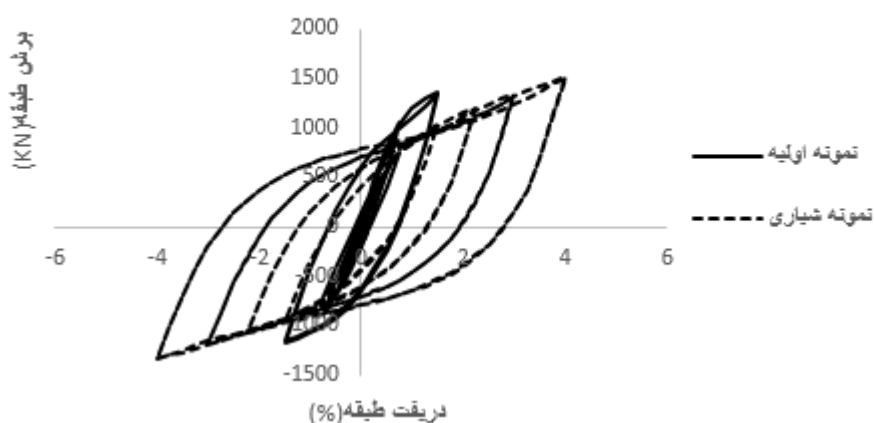
در شکل‌های ۱۷ و ۲۰، در نمونه‌هایی با نسبت $\beta = \frac{\text{طول دیوار}}{\text{ارتفاع دیوار}} = 1/5$ ، با افزایش ضخامت دیوار، مقاومت برشی جانبی دیوار بدون کاهش قابل‌توجه در میزان شکل‌پذیری، افزایش می‌یابد. این مطلب در مورد نمونه‌هایی با $\beta = 2/5$ صادق نیست (شکل‌های ۱۹ و ۲۲). در این نمونه‌ها افزایش ضخامت دیوار منجر به رفتار ترد نمونه‌ها می‌شود. نتایج به‌طور کلی نشان می‌دهد که با به‌کارگیری مناسب "نسبت طول به ارتفاع" و "نسبت ارتفاع به ضخامت" در دیوارها، مدل پیشنهادی می‌تواند دریفتی در حدود ۴٪ را با توجه باقی ماندن ستون‌ها در ناحیه‌ی الاستیک، فراهم کند.

۵- رفتار چرخه‌ای نمونه

مقایسه رفتار چرخه‌ای نمونه شیاری با نمونه اولیه، در این بخش آورده شده است. بارگذاری چرخه‌ای مطابق با پروتکل بارگذاری [14] FEMA به سازه‌ها اعمال می‌شود. شکل ۲۳ کرنش پلاستیک فون میسر نمونه را نشان می‌دهد. در شکل ۲۴ نیز نمودارهای چرخه‌ای نمونه‌ها را می‌توان مشاهده کرد. همان‌طور که از نمودارها نیز پیداست، نمونه شیاری رفتار خوبی را در توزیع انرژی در مقایسه با نمونه اولیه از خود نشان می‌دهد.



شکل ۲۳- کرنش پلاستیک قون میسر نمونه‌ها تحت اثر یارگذاری چرخه‌ای.



شکل ۲۴- رفتار هیستریزیس نمونه‌ها.

۶- نتایج

در این تحقیق مدل‌هایی از دیوار برشی فولادی با اتصال جوش منقطع و همچنین نمونه‌های ترکیبی جان تیر شیاری با اتصال منقطع ورق به قاب محیطی مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج نشان داد که مدل‌هایی با جان شیاری و با اتصال کامل ورق به قاب محیطی به‌طور قابل توجهی شکل‌پذیری سیستم دیوار برشی فولادی را افزایش می‌دهند. درحالی‌که در مدل‌های دیگر این میزان افزایش در شکل‌پذیری دیده نشد. همچنین بررسی انجام گرفته بر روی رفتار هیستریزیس نمونه شیاری نشان داد که این مدل عملکرد مناسبی نیز در جذب انرژی در مقایسه با نمونه اولیه دارد.

در مدل ساده‌ی اتصال جوشی منقطع ورق به قاب، تمرکز بالای تنش در ناحیه اتصال ورق به قاب محیطی مانع از باربری بیشتر سازه شده و باربری در همان مراحل اولیه بارگذاری با خرابی جوش پایان می‌یابد. در این مدل خرابی جوش کنترل‌کننده بوده است. درواقع در این سیستم از ظرفیت باربری ورق و قاب محیطی به نحو مطلوب در تحمل بار، استفاده نشده است.

مدل‌های شیاری-منقطع تیر و شیاری-منقطع ستون توانسته‌اند مقادیر دررفت بالایی را بدون آسیب به ستون‌ها تحمل

کنند. میزان کاهش در نیرو و لنگرهای وارد بر ستون نیز در این دو مدل نسبت به نمونه شیاری با اتصال کامل ورق به قاب در حدود ۱۰-۲۰٪ بوده و نسبت به نمونه اولیه در حدود ۱۸-۳۰٪ می باشد.

مطالعات اجزاء محدودی بر روی مدل شیاری دیوار برشی فولادی با نسبت ارتفاع به ضخامت متفاوت نشان داد که با کاهش در نسبت ابعاد دیوار، شکل پذیری افزایش می یابد. نمونه هایی با $\frac{\text{طول دیوار}}{\text{ارتفاع دیوار}} > 2$ نیز نرم شدگی در سازه و افت مقاومت پس از تسلیم را نشان دادند. افزایش در ضخامت ورق فولادی نیز به خصوص در نمونه هایی با نسبت های بالای ارتفاع به طول دیوار، منجر به کاهش در میزان شکل پذیری می شود.

منابع و مراجع

- [1] Thorburn LJ, Kulak GL, Montgomery CJ. Analysis of steel plate shear walls. Structural engineering report no. 107. Edmonton: Department of Civil Engineering, University of Alberta; 1983.
- [2] Tromposch EW, Kulak GL. Cyclic and static behaviour of thin panel steel plate shear walls. Structural engineering report no. 145. Edmonton: Department of Civil Engineering, University of Alberta; 198.
- [3] Elgaaly M, Caccese V, Du C. Postbuckling behavior of steel-plate shear walls under cyclic loads. J Struct Eng ASCE 1993;119(2):588-605.
- [4] Roberts TM, Sabouri-Ghomi S. Hysteretic characteristics of unstiffened perforated steel plate shear panels. Thin-Walled Struct 1992;14:139-51.
- [5] Nakashima M. Strain-hardening behaviour of shear panel made of low yield steel. I: Test. J Struct Eng- AISC 1995;1742-9.
- [6] Driver R, Kulak G, Kennedy D, Elwi A. Cyclic test of four-story steel plate shear wall. J Struct Eng ASCE 1998;124(2):112-20.
- [7] Lubell AS, Prion HGL, Ventura CE, Rezai M. Unstiffened steel plate shear wall Perform under cyclic loading. J Struct Eng ASCE 2000;126(4):453-60.
- [8] Astaneh-Asl A. Seismic behavior and design of steel shear walls. Tech. report. Moraga (CA, USA): Structural Steel Educational Council; 2001.
- [9] Behbahanifard MR, Grondin GY, Elwi AE. Experimental and numerical investigation of steel plate shear walls. Structural engineering report no. 254. Edmonton: Department of Civil Engineering, University of Alberta; 2003.
- [10] Qu B, Bruneau M, Lin CH, Tsai KC. Testing of full-scale two-story steel plate shear wall with reduced beam section connections and composite floors. J Struct Eng ASCE 2008;134(3):364-72.
- [11] AISC, ANSI/AISC 341-05. Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago (IL): American Institute of Steel Construction; 2005.
- [12] Canadian Standard Association. S16-01-CAN/CSA: limit states design of steel structures 6th ed. ; 2006 [Toronto. Canada].
- [13] ANSYS® Academic Research, Release 15.0, Help System, Coupled Field Analysis Guide, ANSYS, Inc.
- [14] Venture SJ. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings, Federal Emergency Management Agency; 2000.