



# تأثیر ضریب شکل‌پذیری بر ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک

مجید قلهکی<sup>۱</sup>، سعید صبوری<sup>۲</sup>

(دریافت: اردیبهشت ۸۸، پذیرش: اسفند ۸۸)

## چکیده

ایده استفاده از دیوار برشی فولادی، به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بار جانبی در طراحی و تقویت ساختمان‌ها، بیش از سه دهه است که مورد توجه پژوهشگران و طراحان قرار گرفته است. با توجه به لزوم پاسخگویی به برخی از مسائل طراحی آنها، در این تحقیق تلاش شده است تا با کمک آزمایش‌های انجام شده بر روی دو نمونه دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر سه طبقه با دو نوع اتصال تیر به ستون ساده و کاملاً صلب که در آنها برای ورق پانل‌ها از فولاد نرم (جاذب انرژی) استفاده گردیده و تحت بار دوره‌ای مورد آزمایش قرار گرفتند و همچنین آزمایش‌های معتبر انجام شده در دیگر مراکز تحقیقاتی دنیا، تأثیر ضریب شکل‌پذیری در ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، مورد بررسی قرار گیرد. ارزیابی در این زمینه نشان می‌دهد که با فرض ثابت بودن ضریب اضافه مقاومت، ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک بر اساس روش یوانگ، بیشتر از قاب‌های خمشی فولادی می‌باشد.

## کلمات کلیدی

دیوار برشی فولادی، ورق نازک، فولاد جاذب انرژی، فولاد نرم، ضریب شکل‌پذیری، ضریب رفتار

## Effect of Ductility Factor on Force Modification Factor of Thin Steel Plate Shear Walls

M.Gholhaki, S.Sabouri-Ghomi

### ABSTRACT

The idea of using steel plate shear wall (SPSW) has been noted for last three decades as a lateral load resisting system in design and retrofit of buildings. Knowing the short life of researches on this system and the necessity for replying to some design problems, in this research, it has been tried to determine the effect of ductility factor on force modification factor of SPSWs by using results of two cyclic tests on ductile SPSW's with three stories and other creditable experiments which have been done around the world. In the three-storey tests, two different connections (simple and fixed) and for panel's plate, easy-going steel (EGS) are used. Assessment in this area shows that, the force modification factor of thin SPSWs with constant overstrength factor based on Uang's methode is more than this factor of moment resisting frames.

### Key Words

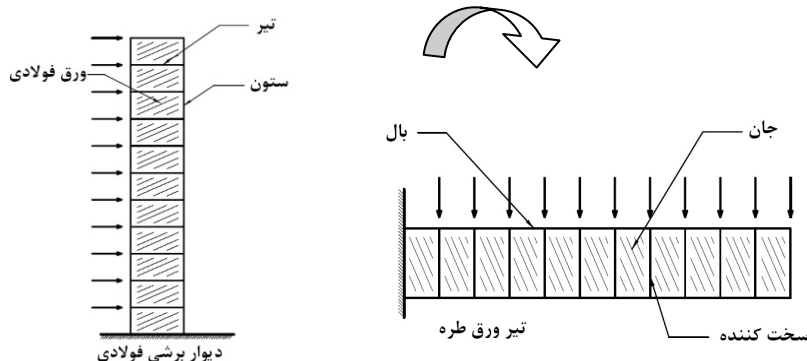
Thin Steel Plate Shear Wall, Easy Going Steel, LYS Steel, Ductility Factor, Force Modification Factor

۱. استادیار دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان: [mgholhaki@semnan.ac.ir](mailto:mgholhaki@semnan.ac.ir) (نویسنده مسئول)

۲. دانشیار دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی: [sabouri@kntu.ac.ir](mailto:sabouri@kntu.ac.ir)



توسط تیرها و ستون‌ها احاطه شده‌اند. به بیان ساده‌تر، این دیوار شبیه یک تیر ورق طره فولادی بوده که ورق، ستون‌ها و تیرهای آن به ترتیب مشابه جان، بال‌ها و سخت‌کننده‌های آن می‌باشند، شکل (۱). با این تفاوت که مقاومت و سختی تیرها و ستون‌ها، اثر قابل توجهی بر روی رفتار این سیستم، در مقایسه با سخت‌کننده‌ها و بال‌های تیر ورق‌ها دارد.



شکل (۱): تشابه دیوار برشی فولادی با تیر ورق طره فولادی

نتایج آزمایش‌های انجام شده توسط تیملر و کولاک [۲۰] در همان سال مورد تأیید قرار گرفت.

مطالعات انجام شده به منظور ارزیابی مقاومت، شکل‌پذیری و رفتار هیستریزس دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده، توسط تیملر و کولاک، نشان دهنده قابلیت جذب انرژی چشمگیر آنها و مزایای اقتصادی منحصر به فرد در آنهاست.

علاوه بر این، تحقیقات دیگری بر روی دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده انجام شد که در آنها به بررسی پاسخ دینامیکی دیوارهای برشی فولادی [۱۲]، [۱۶]، [۱۷] رفتار دیوارهای برشی فولادی دارای فولاد نرم [۴]، اثرات بازشوها در صفحات پرکننده [۴]، اثرات اتصال ورق به اعضاء محیطی به صورت پیچ یا جوش و دیگر ملاحظات طراحی [۹] و اثر نوع اتصال تیر به ستون بر روی رفتار دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر با ورق نازک [۲]، پرداخته شده است.

علاوه بر این، مدلسازی به روش اجزاء محدود توسط برخی

در خلال سه دهه گذشته، از دیوار برشی فولادی به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بار جانبی که دارای عملکرد لرزه‌ای مناسبی می‌باشد، در طراحی و تقویت ساختمان‌های بسیاری استفاده شده است.

دیوار برشی فولادی شامل تعدادی ورق فولادی است که

این سیستم با ورق نازک، در مقابل نیروهای جانبی وارد بر سازه با استفاده از رفتار پس‌کمانشی خود به خوبی مقاومت نموده، به گونه‌ای که ابتدا کمانش حدی الاستیک در ورق اتفاق افتاده و سپس میدان کشش قطری در آن تشکیل شده و در نهایت با تسلیم ورق فولادی در بارهای دوره‌ای انرژی قابل توجهی را جذب می‌نماید [۱]، [۱۳]–[۱۸].

تا سال ۱۹۸۰، طراحی حالت حد نهایی دیوارهای برشی فولادی در امریکای شمالی بر مبنای جلوگیری از کمانش خارج از صفحه، ورق‌های پرکننده بود. این مسأله باعث طراحی ورق‌های سخت‌کننده سنگین و در نتیجه، غیر اقتصادی کردن طرح می‌شد. بر مبنای مطالعات باسلر بر روی جان تیرورق‌ها در سال ۱۹۶۱ و مفهوم مقاومت پس‌کمانشی ناشی از عملکرد میدان کشش قطری ورق‌ها، استفاده از دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده مدنظر قرار گرفتند.

روابط محاسباتی میدان کشش قطری، اولین بار در سال ۱۹۸۳ توسط تربورن و همکاران [۱۹] به دست آمد و با

محققان نظیر الغالی و همکاران [۱۶] و درایور و همکاران [۷] بر روی دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده در تعدادی مقاله انتشار یافته است. در این تحقیق تلاش شده است تا به منظور پاسخگویی به برخی از مسائل طراحی دیوارهای برشی فولادی، با کمک آزمایش‌های انجام شده بر روی دو نمونه دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر سه طبقه با دو نوع اتصال تیر به ستون ساده و صلب که در آنها برای ورق پانل‌ها از فولاد نرم (جاذب انرژی) استفاده شده است و همچنین آزمایش‌های معتبر انجام شده در دیگر مراکز تحقیقاتی دنیا، تأثیر ضریب شکل‌پذیری در ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، مورد بررسی قرار گیرد.

## ۲- ضریب رفتار

تجربه تأثیر زلزله بر سازه‌ها نشان می‌دهد که سازه‌ها در هنگام زلزله رفتاری غیرخطی داشته و به این دلیل مقدار قابل توجهی از انرژی ورودی زلزله را به صورت انرژی میرایی و پسماند، تلف می‌کنند. بنابراین در طراحی سازه برای بار زلزله، با پذیرش اینکه سازه به حالت پلاستیک برود، معمولاً با تقسیم نیروی الاستیک طراحی بر ضریبی مانند  $R$  که آنرا ضریب رفتار یا ضریب تعدیل نیرو می‌نامند، نیروهای مذکور کاهش داده می‌شوند. ضریب رفتار سازه وابسته به عوامل مختلف، از جمله دو عامل مهم شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت سازه در زلزله است. سازه‌هایی که دارای شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت بیشتری هستند، این ضریب بزرگ‌تر می‌باشد.

در آئین نامه ملی ساختمان کانادا (NBCC 2005)، در خصوص ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی، ضریبی تحت عنوان ضریب تعدیل نیرو آورده شده که بسیار محافظه کارانه بوده و مقدار آن برابر ضریب رفتار قاب‌های خمشی فولادی در همان آئین نامه یعنی  $R=4$  در نظر گرفته شده است، [۵].

## ۲-۱- مبانی و نحوه محاسبه $R$

یوانگ [۲۱] نشان داد برای به دست آوردن  $R$ ، به نحوی می‌بایست رابطه بین برش پایه واقعی، برش پایه طراحی و برش پایه الاستیک تئوریک، تعریف گردد. در آیین‌نامه ملی ساختمان کانادا اگرچه به وضوح بیان نگردیده است ولی به نظر می‌رسد ضریب  $R$  عمدتاً براساس شکل‌پذیری سازه تعیین شده باشد. در این تحقیق نیز تلاش شده است تا بر این اساس، ضریب  $R$  در دیوارهای برشی فولادی با توجه به دو آزمایش انجام شده بر روی نمونه‌های سه طبقه [۲] و همچنین دیگر آزمایش‌های معتبری که در سراسر دنیا انجام شده است، به دست آورده شود. در یک سیستم مقاوم، برش پایه از رابطه (۱) به دست می‌آید.

$$V = \left(\frac{V_e}{R}\right)S \quad (1)$$

که در آن  $V_e$  برش پایه الاستیک تئوریک یا به عبارت دیگر برش پایه حاصله در صورتی که فرض شود سازه در حالت الاستیک باقی بماند بوده،  $R$  ضریب تعدیل نیرو و  $S$  نیز ضریب کالیبراسیون می‌باشد. در واقع عکس  $S$ ، ضریب اضافه مقاومت نامیده شده و بیانگر میزان مقاومت واقعی سازه نسبت به مقاومت طراحی آن بوده که به واسطه آن تخریب سازه به تعویق می‌افتد.

با توجه به این که تاکنون مطالعه دقیقی بر روی ضریب اضافه مقاومت دیوارهای برشی فولادی انجام نشده است، لذا در این بررسی مقدار  $S$  بر اساس آیین‌نامه ملی ساختمان کانادا برابر با  $0/6$  در نظر گرفته می‌شود.

در شکل (۲)، هر سه برش پایه واقعی، طراحی و الاستیک تئوریک سیستم نشان داده شده و رفتار واقعی آن به صورت یک رفتار دو خطی الاستیک-کاملاً پلاستیک مدل گردیده است.

$$R = \frac{\delta_{NBCC}}{S \cdot \delta_y} \quad (8)$$

با توجه به اینکه طبق تعریف آیین‌نامه ملی ساختمان کانادا،  $\delta_{NBCC}$  در واقع همان تغییرمکان پلاستیک حداکثر سیستم می‌باشد، لذا می‌توان به جای آن  $\delta_u$  را که از طریق آزمایش بر روی سیستم به دست می‌آید، قرار داده و رابطه را به صورت رابطه (۹) بازنویسی کرد.

$$R = \frac{\delta_u}{S \cdot \delta_y} \quad (9)$$

به این ترتیب با داشتن  $\delta_u$  و  $\delta_y$  از طریق آزمایش و قراردادن  $S = 0.6$  در رابطه بالا مقدار  $R$  محاسبه می‌شود.

بر اساس نظریه کلاف و پزین [۶]،  $R$  را می‌توان از طریق دیگری نیز به دست آورد. بر مبنای این نظریه، برای همه سازه‌ها به خصوص سازه‌های کوتاه با فرض آن که رفتار آنها به صورت دو خطی الاستیک-کاملاً پلاستیک باشد، تغییرمکان پلاستیک حداکثر آنها، مساوی است با تغییرمکان آنها تحت ارتعاش ناشی از همان زلزله در صورتی که فرض شود سازه به صورت الاستیک باقی بماند. لذا با توجه به شکل (۲) می‌توان نوشت:

$$\delta_e \approx \delta_u \quad (10)$$

با فرض تساوی  $\delta_e$  با  $\delta_u$ ، رابطه (۴) می‌تواند به صورت رابطه (۱۱) بازنویسی گردد:

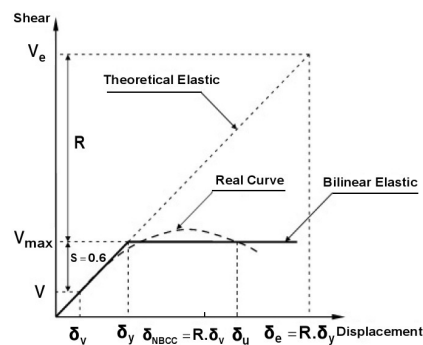
$$R = \frac{V_e}{V_{max}} = \frac{\delta_e}{\delta_y} = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (11)$$

با توجه به اینکه در این روش  $V_e$  محافظه کارانه است، لذا مقدار به دست آمده برای  $R$  نیز محافظه کارانه می‌باشد.

## ۲-۲- تعیین ضریب $R$ بر اساس آزمایش‌ها

برای تعیین ضریب  $R$  علاوه بر دو دیوار برشی فولادی سه طبقه که مورد آزمایش قرار گرفت، آزمایش‌های معتبر دیگری نیز که در دنیا بر روی این سیستم انجام شده مورد مطالعه قرار گرفته که در زیر ضمن اشاره به آنها ضریب  $R$  برای هر کدام مورد بررسی قرار می‌گیرد.

### ۱. Clough, Ray. W.; Penzien, Joseph



شکل (۲): پاسخ الاستیک و پلاستیک سیستم

رابطه (۱) را می‌توان به صورت رابطه (۲) بازنویسی کرد:

$$\frac{V_e}{R} = \frac{V}{S} \quad (2)$$

در این رابطه  $\frac{V_e}{R}$  برش پایه در اثر رفتار واقعی سازه بوده و همان طور که در شکل (۲) نشان داده شده برابر رابطه (۳) است:

$$V_{max} = \frac{V_e}{R} \quad (3)$$

رابطه (۳) را می‌توان به صورت رابطه (۴) بازنویسی کرد:

$$R = \frac{V_e}{V_{max}} \quad (4)$$

همان طور که در شکل (۲) مشاهده می‌گردد، تغییر مکان پلاستیک حداکثر سیستم ( $\delta_u$ )، محل تلاقی منحنی واقعی و مدل دو خطی آن می‌باشد. در آیین‌نامه ملی ساختمان کانادا، این تغییرمکان پلاستیک حداکثر، برابر با رابطه (۵) در نظر گرفته می‌شود.

$$\delta_{NBCC} = R \cdot \delta_v \quad (5)$$

با توجه به شکل (۲) می‌توان نوشت:

$$\delta_v = \delta_y \frac{V}{V_{max}} \quad (6)$$

اکنون در صورتی که  $\delta_v$  از رابطه (۶) در رابطه (۵) قرار داده شود،  $R$  را می‌توان محاسبه نمود.

$$R = \frac{\delta_{NBCC} V_{max}}{\delta_y V} \quad (7)$$

در صورتی که مقادیر  $V_{max}$  و  $V$  به ترتیب از رابطه (۱) و رابطه (۳) در رابطه (۷) قرار داده شود:

## ۲-۲-۱- آزمایش‌های دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی و مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

در جدیدترین تحقیق انجام شده به منظور تعیین ضریب R دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، دو نمونه دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر سه طبقه با مقیاس ۱/۳، در دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی طراحی، ساخته و در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تحت بار دوره‌ای مورد آزمایش قرار گرفتند [۲] و [۱۵].

در این نمونه‌ها علاوه بر اجرای اتصال تیر به ستون به دو صورت کاملاً صلب و ساده، در ورق پانل‌ها و قاب محیطی آنها به ترتیب از فولاد نرم و پرمقاومت استفاده شد که جزئیات آنها در جدول (۱) و شکل (۳) دیده می‌شود.

جدول (۱): خصوصیات مکانیکی اجزاء نمونه‌های

دیوار برشی فولادی

اعضاء	$F_y (N/mm^2)$	$F_u (N/mm^2)$	$E (kN/mm^2)$
ورق	180	300	206
ستون	366	550	206
تیرهای میانی	310	446	206
تیر فوقانی	366	550	206

که  $F_y$ ،  $F_u$  و E به ترتیب تنش تسلیم، تنش نهائی و مدول الاستیسیته مصالح می‌باشند.

هر دو نمونه براساس روش تعامل ورق با قاب؛ که صبوری و رابرتز در سال‌های ۲-۱۹۹۱ برای تحلیل و طراحی دیوارهای برشی فولادی ارائه کرده بودند [۱]، طراحی شدند و همچنین مفهوم فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) در آنها به کار گرفته شد. علاوه بر آن، تمام ملاحظات طراحی آیین‌نامه AISC نیز مدنظر قرار گرفت. در روش تعامل ورق با قاب، منحنی بار- تغییرمکان ورق و قاب به صورت جداگانه به دست آمده و از جمع دو منحنی مذکور منحنی رفتاری بار- تغییرمکان پانل فولادی محاسبه می‌شود. همچنین در این نمونه‌ها به منظور کاهش اثرات احتمالی

مقیاس ۱/۳ آنها (به دلیل محدودیت امکانات آزمایشگاهی) ابعاد اعضاء، جوشکاری‌ها و پارامترهای مکانیکی مصالح به نحو متناسبی در نظر گرفته و طراحی گردیدند. به عنوان مثال ضخامت ورق‌ها برابر ۰/۷ میلی‌متر انتخاب گردید تا با توجه به ابعاد پانل هر طبقه (۱۰۴۰×۱۰۴۰ میلی‌متر)، لاغری آن نزدیک به مقدار واقعی و در حدود ۱۴۸۵ گردد، [۲].

## ۲-۲-۱-۱- روند بارگذاری

بارگذاری دوره‌ای به دلیل محدودیت‌های آزمایشگاهی فقط در بالای هر نمونه و توسط دو عدد جک هیدرولیکی فشاری (که در دو طرف هر نمونه نصب گردیده بود) انجام شد. روند بارگذاری بر اساس پروتکل بارگذاری ATC-24 [۴] به این ترتیب اعمال شد که در شش دوره ابتدایی، بارگذاری به روش کنترل بار انجام و در دوره بارگذاری ۷، بار تا رخداد اولین تسلیم‌شدگی در نمونه‌ها افزایش یافت. مشاهده تسلیم‌شدگی در نمونه‌ها توسط کرنش‌سنج‌های نصب شده در نقاط حساس آنها، امکان‌پذیر است.

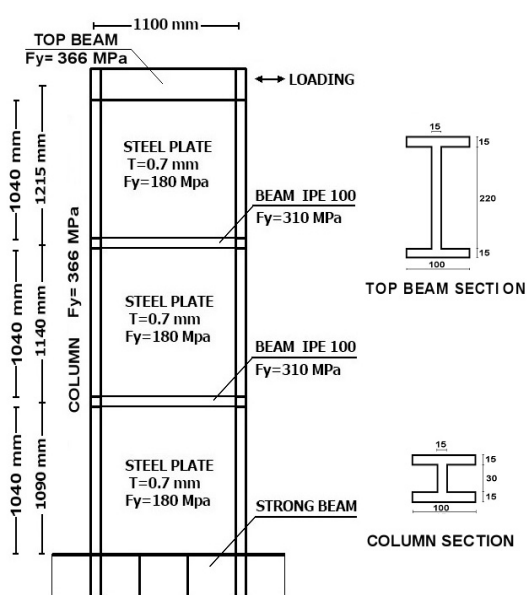
با تعیین تغییرمکان اولین تسلیم‌شدگی، دو دوره دیگر بارگذاری نیز با همین تغییرمکان انجام شد. دیگر دوره‌های بارگذاری نیز با گام‌های تغییرمکانی که هر یک ضریبی از تغییرمکان اولین تسلیم‌شدگی است، طبق جدول (۲) بر روی نمونه‌ها انجام شد.

پس از انجام آزمایش بر روی نمونه SPSW-R مشاهده شد که تعداد زیاد دوره‌های بارگذاری تا حدودی باعث خستگی و تاشدگی مکرر محل تماس ورق با قاب نبشی شده و احتمالاً باعث شروع شکست شده است. بر این اساس، روند بارگذاری بر روی نمونه SPSW-S با گام‌های بزرگتری اعمال شد که مشخصات آنها در جدول (۲) مشاهده می‌شود.

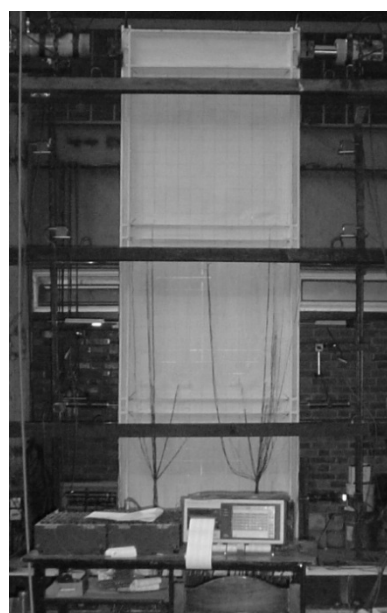
نمونه‌ها در حین آزمایش از خود رفتار مناسبی ارائه کردند و استفاده از ورق نازک با جنس فولاد نرم در پانل‌ها باعث شد که با اندک بار وارده، ورق‌ها وارد کمناش الاستیک شده و تا تغییر مکان حداکثر، انرژی جذب نمایند.

جدول (۲): روند بارگذاری نمونه‌های SPSW-S و SPSW-R

گام تغییر مکانی	تعداد دوره‌های بارگذاری	تعداد دوره‌های بارگذاری تجمعی	تغییر مکان پانل اول $\delta/\delta_y$	نسبت جابجائی بالای نمونه (%)
<b>نمونه-SPSW-R</b>				
<b>R</b>				
1	1	1	0.14	0.04
2	1	2	0.16	0.05
3	1	3	0.18	0.06
4	3	6	0.22	0.08
5	3	9	1	0.34
6	3	12	2	0.58
7	3	15	3	0.85
8	2	17	4	1.38
9	2	19	5	1.41
10	2	21	6	1.70
11	2	23	7	2.01
12	2	25	8	2.34
13	2	27	9	2.60
14	2	29	10	2.84
15	1	30	11	3.24
<b>نمونه SPSW-S</b>				
1	1	1	0.05	0.04
2	1	2	0.08	0.05
3	1	3	0.11	0.07
4	3	6	0.16	0.08
5	3	9	1	0.42
6	2	11	2	0.80
7	2	13	4	1.50
8	2	15	6	2.20
9	2	17	8	2.95
10	1	18	10	3.50
11	1	19	11	4.35

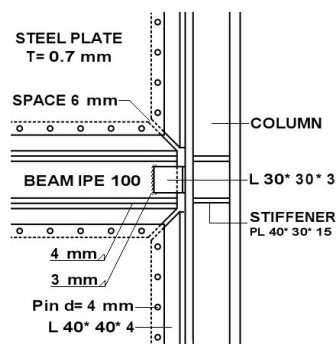


ب) ابعاد نمونه

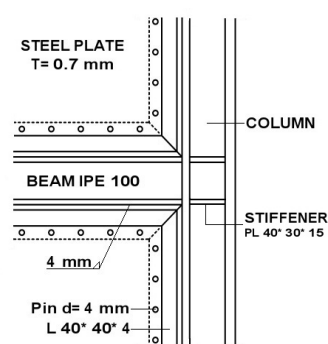


الف) تصویر نمونه

شکل (۳): جزئیات نمونه‌های دیوار برشی فولادی شکل پذیر سه طبقه و نحوه اتصال تیر به ستون [۲]



د) جزئیات اتصال تیر به ستون ساده نمونه SPSW-S



ج) جزئیات اتصال تیر به ستون صلب نمونه SPSW-R

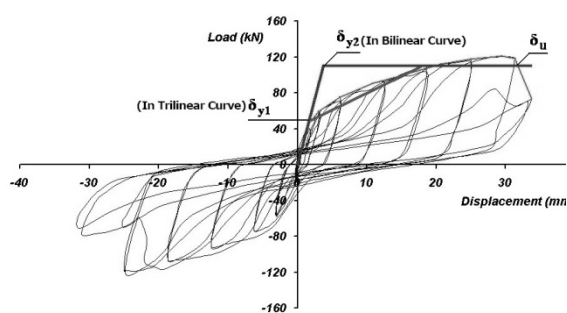
شکل (۳): جزئیات نمونه‌های دیوار برشی فولادی شکل پذیر سه طبقه و نحوه اتصال تیر به ستون [۲]- ادامه

$$R = \frac{6.2}{0.6} = 10.3 \quad (13)$$

همچنین مقدار R براساس نظریه کلاف- پنزین برابر ۶/۲ به دست می‌آید.

ضریب R محاسبه شده بر اساس روش یوانگ، ۲/۶ برابر مقدار ضریب R قاب‌های خمشی فولادی (R=۴) در آیین‌نامه ملی ساختمان کانادا است.

همچنین بررسی انجام شده بر روی نمونه دیوار برشی فولادی با اتصال تیر به ستون ساده (SPSW-S) نشان می‌دهد که مقدار ضریب رفتار بر اساس روش یوانگ و کلاف- پنزین برای این نمونه اندکی بیشتر از نمونه با اتصال تیر به ستون صلب و به ترتیب برابر ۱۰/۸ و ۶/۵ می‌باشد، شکل (۵).



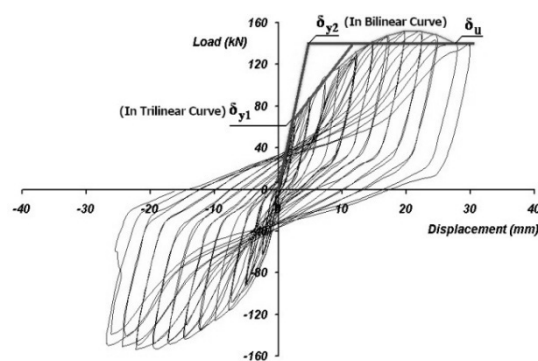
شکل (۵): منحنی هیستریزیس، پوش و منحنی دو خطی و سه

خطی طبقه اول نمونه SPSW-S

ضریب R محاسبه شده بر اساس روش یوانگ، ۲/۶ برابر مقدار ضریب R قاب‌های خمشی فولادی (R=۴) در آیین‌نامه ملی ساختمان کانادا است.

این در حالی است که تا پایان آزمایش‌ها، ستون‌ها کاملاً سالم مانده و هیچ گونه کمانش کلی و یا موضعی در آنها اتفاق نیفتاد.

در شکل (۴) منحنی هیستریزیس طبقه اول به همراه منحنی پوش حلقه‌های هیستریزیس و منحنی دو خطی و سه خطی نمونه دیوار برشی سه طبقه با اتصال تیر به ستون صلب (SPSW-R) نشان داده شده است.

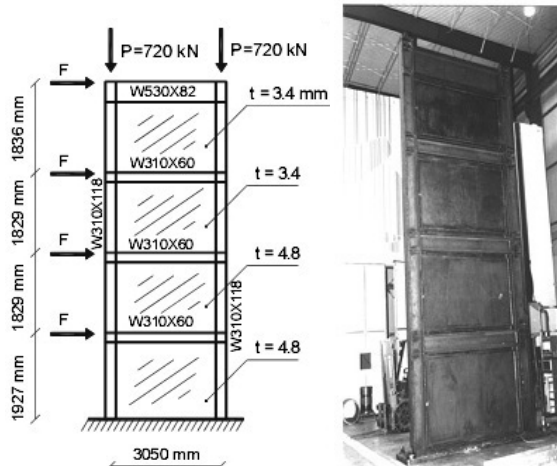


شکل (۴): منحنی هیستریزیس، پوش و منحنی دو خطی و سه خطی طبقه اول نمونه SPSW-R

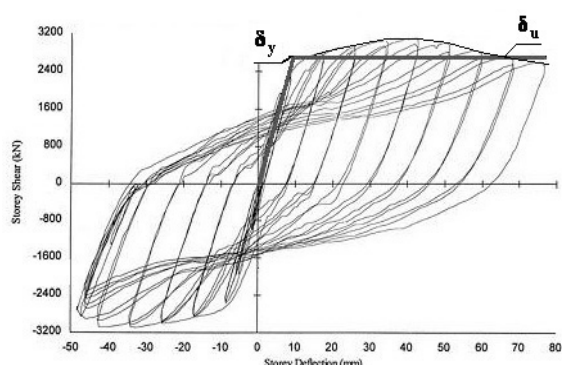
با فرض آن که منحنی حاصل از آزمایش بعد از قطع نمودن منحنی دو خطی، در قسمتی که رو به کاهش نهاده است منظور نگردد، همان‌طور که مشاهده می‌شود:

$$\frac{\delta_u}{\delta_y} = 6.2 \quad (12)$$

که با قراردادن مقدار فوق در رابطه (۹) مقدار R قابل محاسبه می‌باشد.



شکل (۶): جزئیات نمونه دیوار برشی فولادی چهار طبقه SPSW [۸]



شکل (۷): منحنی هیستریزس، پوش و منحنی دو خطی طبقه اول نمونه دیوار برشی فولادی چهار طبقه SPSW

### ۲-۲-۳- آزمایش دانشگاه بوفالو<sup>۲</sup>

در بررسی دیگری که بر روی دیوار برشی فولادی یک طبقه S2 که در دانشگاه بوفالو آمریکا توسط وین و برونیو مورد آزمایش قرار گرفت [۲۲] و جزئیات آن در جدول (۴) و شکل (۸) آورده شده است، نتایج نشان می‌دهد که مقدار ضریب R براساس روش یوانگ و کلاف-پنزین برای این نمونه به ترتیب برابر ۱۱/۱ و ۶/۷ می‌باشد، شکل (۹).

جدول (۴): پارامترهای مکانیکی نمونه S2

اعضاء	$F_y (N/mm^2)$	$E (kN/mm^2)$
ورق	165	206
ستون	345	206

۲. University at Buffalo, USA

با توجه به این که طراحی این نمونه‌ها بر اساس روش PFI صبوری و رابرتز (که در آن اندرکنش ورق و قاب به دقت لحاظ می‌گردد) صورت گرفته است و با توجه به استفاده از فولاد جاذب انرژی در ورق پانل‌های آنها (که در طراحی آنها ورق به مراتب در تغییر مکان‌های کوچکتری نسبت به قاب محیطی برای جذب انرژی وارد عمل می‌گردد)، لذا همان‌طور که در شکل‌های (۴) و (۵) نشان داده شده است، به جای منحنی دو خطی باید منحنی سه خطی برای رفتار آنها ترسیم شود، که در آن صورت تغییر مکان تسلیم ( $\delta_y$ ) مربوط به ورق فولادی در منحنی سه خطی، به مراتب کوچک‌تر از تغییر مکان تسلیم در منحنی دو خطی بوده و لذا ضریب R افزایش می‌یابد که در این زمینه تحقیقات ادامه دارد.

به این لحاظ دیوار برشی فولادی که بر اساس روش مذکور و فولاد جاذب انرژی طراحی می‌گردد، دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر نامیده شده و همان‌طور که در آزمایش‌ها نیز مشاهده می‌شود، در این گونه دیوارها، ستون‌ها تا حد زیادی از گزند آسیب مصون می‌مانند.

### ۲-۲-۲- آزمایش دانشگاه آلبرتا<sup>۱</sup>

بررسی دیگری که بر روی نمونه دیوار برشی فولادی چهار طبقه SPSW که در دانشگاه آلبرتا کانادا توسط درایور و همکاران مورد آزمایش قرار گرفت [۸] و مشخصات آن در جدول (۳) و شکل (۶) نشان داده شده است، نشان می‌دهد که مقدار ضریب R بر اساس روش یوانگ و کلاف-پنزین برای این نمونه به ترتیب برابر ۱۰/۶ و ۶ می‌باشد، شکل (۷).

جدول (۳): پارامترهای مکانیکی نمونه چهار طبقه SPSW

اعضاء	$F_y (N/mm^2)$	$E (kN/mm^2)$
ورق	341	209
ستون	308	204

در این آزمایش در صورتی که دهانه جک، اجازه بازشدگی بیشتری می‌داشت و یا اگر شکست زود هنگام پای ستون سمت چپ رخ نمی‌داد، مقدار ضریب R ممکن بود افزایش یابد.

۱. University of Alberta, Canada

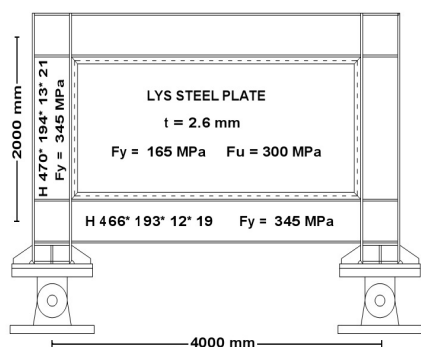


کلاف- پنزین برای این نمونه‌ها نیز به ترتیب برابر ۱۰/۶ و ۶/۴ می‌باشد، شکل‌های (۱۱) و (۱۲).

جدول (۵): پارامترهای مکانیکی نمونه‌های DSW-1 و DSW-2

اعضاء	$F_y (N/mm^2)$	$E (kN/mm^2)$
ورق نمونه DSW-1	246	206
ورق نمونه DSW-2	153	206
ستون	366	206

در این آزمایش‌ها که با همکاری صبوری انجام شده است با توصیه صورت گرفته (مشابه آزمایش‌های انجام شده در دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین طوسی)، در ورق‌ها از فولاد جاذب انرژی و در ستون‌ها از فولاد پرمقاومت استفاده شد.



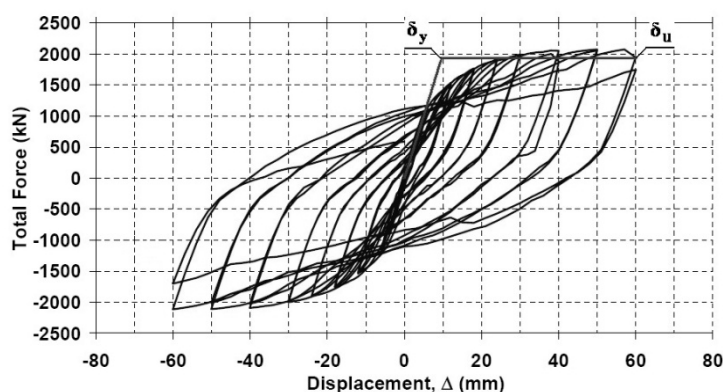
شکل (۸): جزئیات نمونه آزمایشی دیوار برشی فولادی یک طبقه S2 [۲۲]

در این آزمایش برای ایجاد یک دیوار برشی فولادی ایده‌آل، عرض دیوار به مراتب بزرگ‌تر از ارتفاع آن در نظر گرفته شده است.

با توجه به استفاده از فولاد نرم در ورق پانل، منحنی هیستریزس نمونه مذکور پایدار بوده و در هر چرخه مقدار جذب انرژی در آن افزایش می‌یابد.

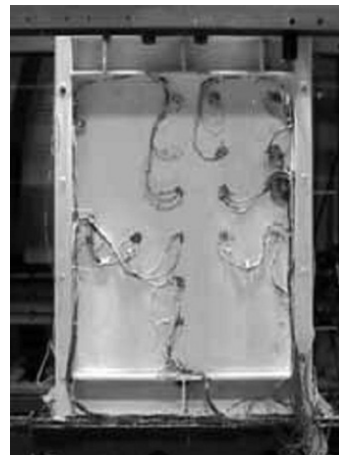
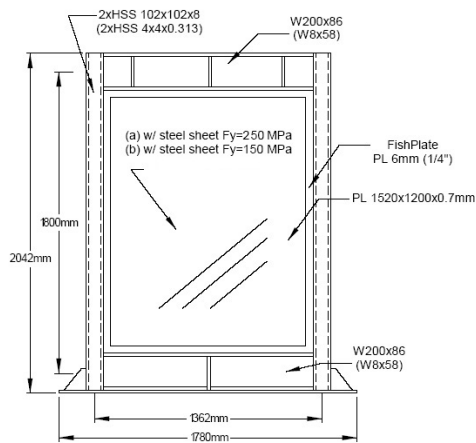
## ۲-۲-۴- آزمایش‌های دانشگاه بریتیش کلمبیا<sup>۱</sup>

برای نمونه‌های دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر یک طبقه DSW-1 و DSW-2 که در دانشگاه بریتیش کلمبیا کانادا توسط خرازی [۱۱]، مورد آزمایش قرار گرفته و جزئیات آن در جدول (۵) و شکل (۱۰) آورده شده است، نتایج نشان می‌دهد که مقدار ضریب R بر اساس روش یوانگ و

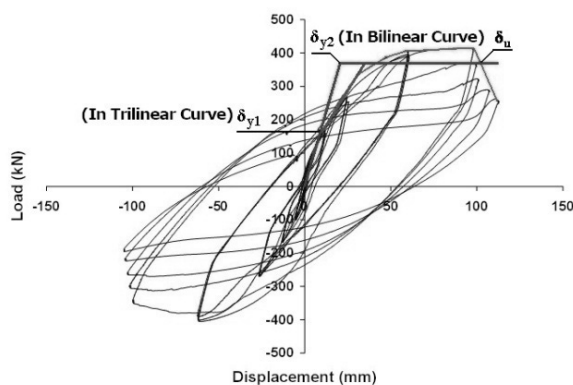


شکل (۹): منحنی هیستریزس، پوش و منحنی دو خطی و سه خطی نمونه دیوار برشی فولادی یک طبقه S2

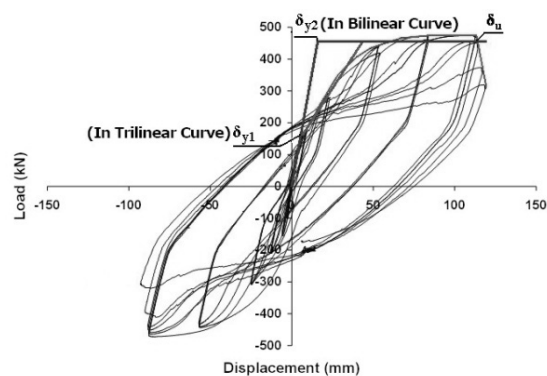
۱. University of British Columbia, Canada.



شکل (۱۰): جزئیات نمونه‌های آزمایشی دیوار برشی فولادی شکل پذیر یک طبقه DSW-1 و DSW-2 [۱۸]



شکل (۱۲): منحنی هیستریزیس، پوش و منحنی دو خطی و سه خطی نمونه دیوار برشی فولادی DSW-2



شکل (۱۱): منحنی هیستریزیس، پوش و منحنی دو خطی و سه خطی نمونه دیوار برشی فولادی DSW-1

به منظور مقایسه ضریب R دیوارهای برشی فولادی با قاب‌های خمشی، قاب محیطی خمشی نمونه‌های دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر مذکور نیز به صورت جداگانه مورد آزمایش قرار گرفت که منحنی هیستریزیس، پوش و منحنی دو خطی آن در شکل (۱۳) دیده می‌شود. نتایج بررسی نشان می‌دهد که مقدار ضریب R قاب خمشی مذکور بر اساس روش یوانگ و کلاف-پنزین به ترتیب برابر ۵/۵ و ۳/۳ می‌باشد.

همچنین نسبت ارتفاع به عرض این نمونه‌ها به مراتب بزرگتر از یک انتخاب شده است تا رفتار این نوع از دیوارهای برشی فولادی مورد مطالعه قرار گیرد. با توجه به این که در طراحی نمونه‌ها از روش PFI صبوری و رابرتز استفاده شده است، لذا در صورتی که به جای منحنی دو خطی، منحنی سه خطی پوش آن رسم گردد،  $\delta_y$  می‌بایست به مراتب کوچک‌تر در نظر گرفته شود، که در آن صورت ضریب R افزایش می‌یابد. طبق گزارش آزمایش‌ها، در پایان دو آزمایش مذکور، خرابی در اتصال بین ورق و قاب صورت گرفته و ستون‌ها بدون کماتش کلی یا موضعی سالم باقی مانده‌اند.

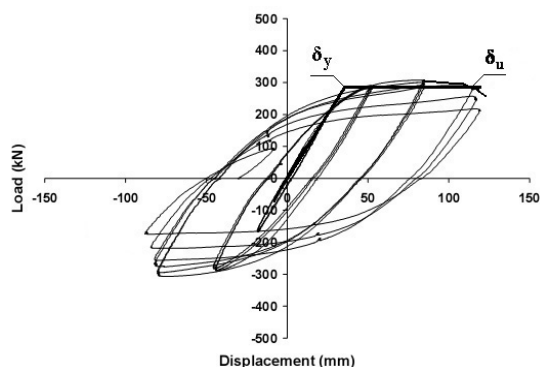
رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک هنگام به کارگیری در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مورد استفاده قرار گیرد. با توجه به آزمایش‌های مورد مطالعه، شواهد نشان می‌دهد در صورت استفاده از روش طراحی PFI صبوری و رابرتز (که اندرکنش قاب و ورق در آن به دقت لحاظ می‌گردد) و به کارگیری فولاد جاذب انرژی و همچنین رعایت برخی پارامترهای دیگر در طراحی دیوارهای برشی فولادی، می‌توان ضریب R را بیشتر منظور نمود که در این زمینه تحقیقات دیگری در حال انجام است.

#### ۴- تقدیر و تشکر

این مقاله حاصل طرح پژوهشی انجام شده در دانشگاه سمنان و با استفاده از اعتبارات پژوهشی این دانشگاه انجام شده است، که لازم است از همکاری مذکور تقدیر گردد.

#### مراجع

- ۱- صبوری، سعید؛ مقدمه‌ای بر دیوارهای برشی فولادی، انتشارات انگیزه، چاپ اول، تهران، ۱۳۸۰.
- ۲- صبوری، سعید؛ قلهکی، مجید؛ "مطالعه آزمایشگاهی دو نمونه دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر سه طبقه"، مجله علمی- پژوهشی امیرکبیر، سال نوزدهم، شماره ۶۹.
- 3- ATC; *Guidelines for Seismic Testing of Components of Steel Structures*, Applied Technology Council, Report 24, 1992.
- 4- Berman, J.; Bruneau, M.; "Experimental Investigation of Light-gauge Steel Plate Shear Walls for the Seismic Retrofit of Buildings", *Technical Report, MCEER-03-0001*, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, N.Y., 2003.
- 5- Canadian Standard Association,; *National Building Code of Canada*, Canadian Commission on Building and Fire Codes, National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, 2005.



شکل (۱۳): منحنی هیستریزس، پوش و منحنی دوخطی نمونه قاب خمشی SF مربوط به نمونه‌های دیوار برشی فولادی

DSW-2 و DSW-1

با توجه به نتایج به دست آمده، مقدار ضریب R دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر با ورق نازک، برابر همین ضریب در قاب خمشی فولادی است.

#### ۳- جمع‌بندی

در این تحقیق برای تعیین ضریب R دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، علاوه بر انجام آزمایش بر روی دو دیوار برشی فولادی سه طبقه، از تعداد دیگری از آزمایش‌های معتبر صورت گرفته در مراکز تحقیقاتی دنیا بهره گرفته شد.

این آزمایش‌ها به لحاظ گوناگون از جمله تعداد طبقات، ابعاد، نسبت ارتفاع به عرض، اتصال تیر به ستون ساده و صلب، مقاطع مورد استفاده در تیرها و ستون‌ها، نوع فولاد به کار رفته در اعضا، نوع طراحی و غیره کاملاً با هم متفاوتند. نتایج بررسی‌های انجام شده بر روی کلیه آزمایش‌ها نشان می‌دهد که ضریب R را در دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک بر اساس روش یوانگ و کلاف-پنزی می‌توان به ترتیب حدوداً ۱۰ و ۶ در نظر گرفت.

همچنین همان‌طور که در آزمایش‌های دانشگاه بریتیش کلمبیا مشاهده شد، ضریب مذکور، برابر ضریب R قاب خمشی فولادی مورد آزمایش است.

این معیارها مؤید رفتار خوب دیوارهای برشی فولادی بوده و می‌تواند در قضاوت مهندسی در رابطه با تعیین ضریب

- 18-Sabouri-Ghomi, S.; Ventura, C.E.; Kharrazi, M.H.K.; "Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate Shear Walls", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 878-889, June 2005.
- 19-Thorburn, L. J.; Kulak, G. L.; Montgomery, C. J.; "Analysis of Steel Plate Shear Walls", *Structural Engineering Rep. No. 107*, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, 1983.
- 20-Timler, P. A.; Kulak, G. L.; "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls" *Structural Engineering Rep. No. 114*, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, 1983.
- 21-Uang, C.M.; "Establishing R (or  $R_w$ ) and Cd Factors for Building Seismic Provisions", *Journal of structural Engineering*, ASCE, 19-28, 1991.
- 22-Vian, D.; Bruneau, M.; "Testing of Special LYS Steel Plate Shear Walls", *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, British Columbia, Canada, Paper No. 978, August 1-6, 2004.
- 6- Clough, R.W.; Penzin, J.; *Dynamics of Structures*, 2<sup>nd</sup> Edition, McGraw-Hill, Inc., New York, NY, 1993.
- 7- Driver, R. G.; Kulak, G. L.; Kennedy, D. J. L.; Elwi, A.E.; "Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls" *Structural Engineering Rep. No. 215*, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, 1997.
- 8- Driver, R.G.; Kulak, G.L.; Kennedy, D.J.L.; Elwi, A.E.; "Cyclic Test of Four-Story Steel Plate Shear Wall", *Journal of Structural Engineering*, ASCE 124(2), 121-130, 1998.
- 9- Elgaaly, M.; "Thin Steel Plate Shear Walls Behavior and Analysis", *Thin-Walled Structures*, 32, 151-180, 1998.
- 10-Elgaaly, M.; Caccese, V.; Du, C.; "Post-buckling Behavior of Steel Plate Shear Walls under Cyclic Loads", *Journal of Structural Engineering*, 119(2), 588-605, 1993.
- 11-Kharrazi, M.H.K.; *Rational Methode for Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls*, Ph.D.Dissertation, UBC, Canada, 217 pages, 2005.
- 12-Rezai, M.; "Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls by Shake Table Testing", PhD dissertation, Univ. of British Columbia, Vancouver, British Columbia, Canada, 1999.
- 13-Roberts, T.; Sabouri-Ghomi S.; "Hysteretic Characteristics of Unstiffened Plate Shear Panels", *Thin Walled Structures*, 12, 145-162, 1991.
- 14-Roberts, T.; Sabouri-Ghomi, S.; "Hysteretic Characteristics of Unstiffened Perforated Steel Plate Shear Panels", *Thin Walled Structures*, 14, 139-151, 1992.
- 15-Sabouri-Ghomi, S.; Gholhaki, M.; "Ductility of Thin Steel Plate Shear Walls", *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC)*, 9(2), 153-166, 2008.
- 16-Sabouri-Ghomi, S.; Roberts, T.M.; "Nonlinear Dynamic Analysis of Thin Steel Plate Shear Walls", *Computers and Structures*, 39, 121-127, 1991.
- 17-Sabouri-Ghomi, S.; Roberts, T.M.; "Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls Including Shear and Bending Deformations", *Engineering Structures*, 14(5), 309-317, 1992.



