

## ارزیابی آزمایشگاهی رفتار چرخه‌ای سیستم قاب بتنی پیش ساخته با دیوار برشی فولادی

جابر کوپایی زاده<sup>۱</sup>، فرهاد بهنام فر<sup>۲</sup>، محمدرضا جواهری تفتی<sup>۳</sup>

۱. گروه مهندسی عمران، واحد تفت، دانشگاه آزاد اسلامی، تفت، ایران
۲. گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران
۳. گروه مهندسی عمران، واحد تفت، دانشگاه آزاد اسلامی، تفت، ایران

Email: farhad@iut.ac.ir

پذیرش: (۱۴۰۳/۰۴/۲۰)

دریافت: (۱۴۰۲/۰۸/۰۸)

### چکیده

در این پژوهش سعی شده است که با تلفیق دیوارهای برشی فولادی با سیستم های بتنی پیش ساخته به سازه هایی پایدار و مقاوم در برابر بارهای جانبی رسید. به علت تعداد بسیار محدود آزمایش های انجام شده روی سیستم پیش ساخته بتنی با دیوار برشی فولادی، ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت و رفتار و همچنین جذب انرژی این سیستم تلفیق شده نسبت به حالت سیستم پیش ساخته بتنی بدون دیوار برشی فولادی به صورت آزمایشگاهی تاکنون منتشر نشده است. برای رسیدن به این هدف دو نمونه دیوار برشی فولادی از جنس ورق سیاه و ورق گالوانیزه (جاذب انرژی) آزمایش شده است. همچنین برای مقایسه ضرایب مذکور، یک نمونه قاب پیش ساخته بتنی بدون دیوار برشی فولادی نیز مورد آزمایش قرار گرفته است. در نتیجه این بررسی ها مشاهده شد که دیوارهای برشی فولادی، سختی، مقاومت نهایی و عملکرد رفتاری ساختمان های بتنی پیش ساخته را به طور قابل توجهی افزایش می دهد.

**واژگان کلیدی:** رفتار لرزه‌ای، سازه بتنی پیش ساخته، دیوار برشی فولادی، ضریب رفتار.

### ۱- مقدمه

می گیرد. این سیستم در سال های ۱۹۵۰ تا ۱۹۶۰ در اروپا به شکل گسترده ای مورد استفاده قرار گرفت و سپس در نقاط مختلف دنیا گسترش یافت. مشخصه بارز این سیستم سهولت و سرعت اجرا و در نتیجه کاهش فاصله زمانی میان سرمایه گذاری تا بهره برداری است.

باتوجه به نیاز روز افزون مسکن، جوامع مختلف با بهره گیری از تکنولوژی های نوین با استفاده از دستگاه ها و تجهیزات پیشرفته و نیروهای کارآمد و با تجربه، اقدام به تولید انبوه ساختمان و مسکن می نمایند. سیستم پیش ساخته بتنی، یکی از روش هایی است که به این منظور مورد استفاده قرار

از دهه ۱۹۷۰ تاکنون دیوارهای برشی فولادی به عنوان سیستم‌های اصلی باربر جانبی در بسیاری از ساختمان‌ها به کار برده شده‌اند. در طی دهه ۱۹۷۰ دیوارهای برشی فولادی بیشتر به عنوان سیستم‌های باربر جانبی در ساختمان‌های نوساز در ژاپن و برای مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود در آمریکا مورد استفاده قرار گرفتند. در دهه‌های ۱۹۸۰ و ۱۹۹۰ دیوارهای برشی فولادی که فاقد سخت‌کننده بودند در مقیاس کم در برخی ساختمان‌ها در آمریکا و کانادا به کار گرفته شدند. وظیفه اصلی دیوارهای برشی فولادی مقابله در برابر برش افقی طبقات و لنگر واژگونی حاصل از نیروهای جانبی می‌باشد. به طور کلی یک سیستم دیوار برشی فولادی شامل یک دیوار ورق فولادی، دو ستون مرزی و تعدادی تیرهای افقی می‌باشد [1].

دیوار برشی فولادی موقعی که در معرض تغییر شکل‌های غیرخطی رفت و برگشتی قرار می‌گیرد، از خود سختی اولیه بالا نشان داده، بسیار شکل پذیر عمل کرده و مقدار زیادی انرژی را مستهلک می‌کند. این ویژگی‌ها دیوارها را برای تحمل بارهای لرزه‌ای مناسب می‌سازد. پیش از اینکه تحقیقات کلیدی در دهه ۱۹۸۰ انجام شود، حد طراحی به صورت کمانش خارج صفحه دیوار در نظر گرفته می‌شد. برای پیشگیری از کمانش، مهندسان برای دیوار سخت‌کننده در نظر می‌گرفتند. هرچند آزمایش‌ها و تحلیل‌های انجام شده تحت بارهای شبه استاتیکی و دینامیکی نشان داد که مقاومت پس کمانشی و شکل پذیری ورق جان نازک می‌تواند قابل توجه باشد. پژوهش‌های انجام شده در سال‌های اخیر نشان داد که وقوع کمانش برشی در ورق به معنای پایان ظرفیت باربری سیستم نیست و با توسعه میدان کشش قطری در ورق، سیستم می‌تواند حتی پس از کمانش ورق نیز همچنان به باربری خود ادامه دهد [2].

بر این اساس ضوابط آئین‌نامه‌های CAN/CSA S16-01 [3] کانادا، FEMA450, NEHRP2003 و AISC 341 تدوین شده که در آن‌ها اجازه کمانش برشی دیوار و عملکرد میدان کشش را می‌دهد. تحقیقات روی دیوارهای برشی فولادی سخت‌نشده با بررسی تاثیر اتصال ساده در مقابل اتصال گیردار

تیر به ستون بر رفتار دیوار (Caccese و همکارانش [4])، پاسخ دینامیکی دیوار برشی فولادی (Sabouri-Ghomi و Roberts) [5] و [6] Rezai)، تاثیر سوراخ در ورق پر کننده (Roberts و Sabouri-Ghomi [7])، استفاده از فولاد مقاومت پایین و ورق فولادی نازک (Vian و Bruneau [8]) و بررسی اتصالات ورق جان (Schumacher و همکارانش [9]) مطالعه شده است. به علاوه، مدل سازی اجزای محدود دیوارهای برشی سخت نشده در تعدادی از مقالات ارائه شده است که می‌توان به کارهای انجام شده توسط Elgaaly و همکارانش [10] و Driver و همکارانش [11] اشاره کرد. در مورد دیوارهای سخت شده نیز تحقیقاتی انجام شده است. در این مورد می‌توان به بررسی رفتار سیکلیک، قابلیت تغییر شکل و سختی سیستم (Alinina و همکارانش [12])، بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی دیوارهای برشی سخت شده (Sabouri-Ghomi و همکارانش [13])، بررسی رفتار دیوارها تحت فشار و خمش (Grondin و همکارانش [14]) اشاره کرد.

Botros و Kulak [15] با بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق‌های موج‌دار دوزنقه‌ای نشان داد دیوارهای برشی فولادی با ورق‌های موج‌دار دارای ظرفیت باربری، شکل پذیری و اتلاف انرژی بیشتری نسبت به دیوارهای با ورق‌های صاف می‌باشند. در این پژوهش به رفتار دیوار برشی فولادی با ورق موج‌دار پرداخته شد. نتایج نشان داد که دیوارهای برشی فولادی موج‌دار، دارای مقاومت برشی بالاتری نسبت به ورق ساده بوده است. از طرفی عرض پانل، زاویه موج‌ها و نوع پروفیل‌های موج‌دار اثر کمتری روی مقاومت برشی دیوارهای برشی فولادی موج‌دار دارند، همچنین دیوارهای برشی فولادی موج‌دار، دارای ظرفیت اتلاف انرژی و شکل پذیری بالاتری نسبت به ورق صاف دارد. او هم چنین در بررسی‌های تئوریک خود بیان نمود که دیوارهای دارای ورق‌های موج‌دار افقی دارای اتلاف انرژی و شکل‌پذیری بیشتری نسبت به دیوارهای موج‌دار مورب می‌باشد.

Stojadinovic و Tipping [16] آزمایش‌هایی را روی ۴۴ مدل مختلف دیوارهای برشی فولادی موج‌دار دوزنقه‌ای یک طبقه انجام دادند. ورق‌های مورد آزمایش با پیچ به قاب

گرفته‌اند. نتایج مقایسه نمونه‌های ورق فولادی موج دار و صاف نشان داد، مقادیر سختی، شکل‌پذیری و جذب انرژی نمونه‌های موج‌دار بالاتر از نمونه سخت‌نشده است در حالی که مقاومت نهایی نمونه سخت‌نشده بیشتر از نمونه‌های موج‌دار بوده است.

Behnamfar و همکارانش [19] رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های مرتفع بتنی پیش ساخته دارای دیوار برشی فولادی را مورد بررسی قرار دادند. در این راستا انواع مدل‌های ۳، ۵ و ۱۰ طبقه از قاب‌های بتنی پیش ساخته با دیوارهای برشی فولادی مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند. ابتدا یک نمونه از قاب بتنی پیش ساخته ۳ طبقه به همراه دیوار برشی فولادی به واسطه دو نرم‌افزار SAP2000 و ANSYS10 مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند. بر پایه مقایسه نتایج حاصل از این تحلیل‌ها، زمینه لازم برای استفاده از مدل نوارهای معادل برلی مدل سازی مدل‌های ۵ و ۱۰ طبقه فراهم شده است و بر این اساس مدل‌های ۵ و ۱۰ طبقه از قاب‌های بتنی پیش ساخته با دیوار برشی فولادی به همراه انواع اتصالات تیر - ستون متفاوت به صورت نوارهای معادل در نرم افزار SAP مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند و سپس براساس نتایج به دست آمده اقدام به محاسبه ضرایب رفتار برای این سیستم‌ها شده است.

Behnamfar و همکارانش [20] رفتار جانبی غیرخطی دیوارهای برشی فولادی - بتنی را مورد بررسی قرار دادند. اثر عواملی مانند ضخامت صفحه فلزی، ضخامت پوشش بتنی، فاصله برش گیرها و مقاومت مشخصه بتن روی مشخصات رفتار جانبی دیوار برشی فولادی - بتنی بررسی شده و مقایسه شده است. ابتدا رفتار یک دیوار آزمایشگاهی مدل‌سازی و درستی آزمایشی می‌شود. سپس اثر عوامل یاد شده با در نظر گرفتن بازه منطقی تغییرات آن‌ها بررسی شده و تحلیل‌های متعددی انجام می‌شود. نتایج تحلیل حاکی از آن است که از بین سایر متغیرها، ضخامت صفحه فولادی بیشترین تاثیر را بر رفتار جانبی غیرخطی این دیوار دارد.

در این مقاله طی یک تحقیق آزمایشگاهی در آزمایشگاه سازه مرکز تحقیقات سازه و زلزله، بار چرخه‌ای روی سه نمونه

پیرامونی متصل شده بودند. هم چنین ضخامت ورق‌های سرد نورد مورد استفاده بسیار کم بود، از این رو خرابی دیوارها بیشتر در محل پیچ‌ها اتفاق افتاد و دیوارها وارد مرحله پیش کمانش نشدند. آنها در این پژوهش به بررسی ابعاد و اندازه ورق، شکل ورق، نوع قید و بست‌ها پرداختند. ضریب رفتار پیشنهادی آنها برای این نوع دیوار ۵/۵ بوده است. هم چنین دریافتند که این سامانه باعث افزایش ظرفیت برشی دیواربرشی می‌شود.

Tanaka و همکارانش [17] روی قاب‌های بتنی پیش ساخته که با استفاده از ورق‌های موج‌دار دوزنقه‌ای مقاوم شدند و به صورت آزمایشگاهی و تئوریک مورد مطالعه قرار دادند. آنها چهار قاب بتنی با شرایط ساختار متفاوت که با استفاده از ورق‌های فولادی دوزنقه‌ای برای استهلاک انرژی در دهانه قاب و تحت بارگذاری لرزه‌ای قرار دادند. قاب‌های بتنی شامل قاب بتنی معمولی، قاب بتنی پیش تنیده و پیش ساخته کاملاً چسبیده به هم و قاب بتنی پیش تنیده و پیش ساخته که به طور کامل به یکدیگر نچسبیده‌اند، مورد آزمایش قرار دادند. ورق‌های فولادی دارای تنش‌های تسلیم ۳۰۰، ۲۲۵ و ۱۰۰ مگاپاسکال بودند. نتایج حاصل از بررسی آزمایشگاهی نشان داد که تغییر شکل‌های پسماند خیلی کوچک در قاب‌های پیش ساخته نسبت به قاب بتنی معمولی دارد و اتلاف انرژی در قاب‌ها با پانل‌های فولادی بسیار قابل ملاحظه بود. نتایج تئوریک بدست آمده بسیار به نتایج آزمایشگاهی نزدیک بود. در تحقیقی که به مقایسه رفتار خطی دیوارهای برشی فولادی ساخته شده از ورق‌های صاف و موج‌دار انجام گرفت، نتایج بیانگر افزایش قابل توجه جذب انرژی توسط ورق‌های موج دار نسبت به ورق‌های صاف بود.

در ارزیابی آزمایشگاهی، توسط Emami و همکارانش [18] رفتار دیوارهای برشی سخت نشده، موج‌دار قائم و افقی مورد بررسی قرار گرفت. در این آزمایش نمونه‌های دیوار برشی شامل دیوار برشی فولادی با ورق‌های صاف بدون سخت کننده و دیوار برشی فولادی با ورق‌های موج‌دار مورد بررسی قرار گرفته است. نمونه‌ها در مقیاس ۱ به ۲ و در یک قاب یک طبقه و یک دهانه ساخته شده و تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار

می‌کند و زاویه تنش کششی که بین ۳۵ تا ۵۵ درجه متغیر است.

جک هیدرولیکی مورد آزمایش دارای توان نیرویی ۱۰۰ تن در حالت رفت و ۴۵ تن در حالت برگشت است که با این احتساب می‌توان توان واقعی نیرویی جک هیدرولیکی آزمایشگاه مورد نظر را ۴۵ تن در نظر گرفت که با در نظر گرفتن ضریب اطمینان، ماکزیم نیروی برشی وارد بر نمونه ۳۰ تن در نظر گرفته شده است. پس  $V_n=300 \text{ KN}$ ،  $F_y = 240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$  و  $L_{cf} = 3300 \text{ mm}$  که در این پژوهش  $\alpha = 42^\circ$  فرض شد که ضخامت دیوار برشی فولادی ۰.۹۱ میلی‌متر به دست می‌آید که ۱ میلی‌متر در نظر گرفته شد.

براساس آیین نامه AISC341 [22] کمترین ممان اینرسی ستون از رابطه زیر بدست می‌آید :

$$I_c \geq 0.00307 t_w h^4 / L \quad (2)$$

که در آن  $I_c$  ممان اینرسی ستون،  $t_w$  ضخامت ورق جان،  $h$  ارتفاع ورق جان،  $L$  طول ورق جان می‌باشد. در صورت تغییر  $h$  با  $L$  در معادله (۲) برای عناصر مرزی افقی (HBES) قابل استفاده است.

پس  $t_w = 1 \text{ mm}$ ،  $h = 3100 \text{ mm}$  و  $L = 3300 \text{ mm}$  در نظر گرفته که  $I_c \geq 8592$  ستون، بدست می‌آید که به علت محدودیت آیین‌نامه‌ای ابعاد ستون را  $250 * 250$  میلی‌متر در نظر می‌گیریم و مبنای نهایی طراحی ستون می‌شود.

### ۳- مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

اولین نمونه که "CF-SSW-M" نامیده می‌شود، دارای دیوار برشی فولادی از جنس ورق سیاه با ضخامت ۱ میلی‌متر است (شکل ۱).

شکل ۱. نمونه "CF-SSW-M"

پیشنهادی قاب‌های پیش ساخته بتنی (بدون دیوار برشی، دیوار برشی فولادی با ورق سیاه، دیوار برشی فولادی با ورق گالوانیزه) که ورق جان با ورق اتصال به المان‌های مرزی متصل شده، با مقیاس یک به یک، در یک دهانه و یک طبقه ساخته شدند، مورد بررسی قرار گرفت. در تحقیق حاضر به تعیین آزمایشگاهی ضریب رفتار قاب‌های پیش ساخته بتنی با دیوار برشی فولادی (یکی از جنس ورق سیاه و دیگری از جنس ورق گالوانیزه) همراه با اتصالات تیر به ستون به صورت مفصلی پرداخته می‌شود.

### ۲- طراحی نمونه‌های آزمایشگاهی

ابعاد نمونه‌ها از پلان ۳ طبقه تجاری - مسکونی انتخاب شد. ارتفاع طبقه اول ۵ متر و سایر طبقات ۳ متر است که قاب مورد نظر از طبقه اول و از نوع قاب میانی انتخاب شد. با احتساب مقیاس یک به یک، دهانه قاب ۳.۵ متر و ارتفاع آن ۳ متر انتخاب شد که بعد به علت محدودیت کف صلب آزمایشگاه ابعاد قاب مورد آزمایش به دهانه‌ی ۳.۳۰ متر و ارتفاع ۳.۱۰ متر تغییر یافت.

برای طراحی اعضای دیوار برشی فولادی ویژه با ورق صاف، تقویت نشده، از لزوم راهنمای طراحی AISC20 [21] استفاده شد و هم چنین برای مقایسه عملکرد لرزه‌ای نمونه‌های دیوار برشی فولادی در این تحقیق، همان مقاطع تیر و ستون (المان مرزی) برای سایر دیوارهای برشی نیز استفاده شد. بدین ترتیب ضخامت ورق جان برابر است با :

$$t_w = \frac{V_n}{0.42 f_y l_{cf} \sin 2\alpha} \quad (1)$$

که در آن  $f_y$  مقاومت تسلیم مصالح فولادی،  $t_w$  ضخامت ورق جان،  $l_{cf}$  طول خالص تیر (فاصله بین دوبر ستون) و  $\alpha$  زاویه شیب میدان کشش قطری می‌باشد. برای محاسبه زاویه  $\alpha$  تعیین اندازه و ابعاد اولیه اعضای مرزی قائم و افقی ضروری است. تعیین ابعاد اولیه براساس فرضیات برای تحمل نیروهای ایجاد شده در اعضا انجام می‌شود. برای طراحی اولیه فرض بر این است که ورق جان در برابر کل برش سیستم مقاومت



Fig. 2. sample "CF-SSW-G"



Fig. 1. sample "CF-SSW-M"

جدول ۱. مشخصات مقاطع ستون‌ها و تیرهای نمونه‌های آزمایشگاهی

Rebar beams	The dimension s of the beams	The rebar of the columns	The dimension s of the columns	Laboratory sample
4φ16	250*250	6φ22	250*250	CF-SSW -M
4φ16	250*250	6φ22	250*250	CF-SSW -G
4φ16	250*250	6φ22	250*250	CF

Table 1. Specifications of columns and beams sections Laboratory samples

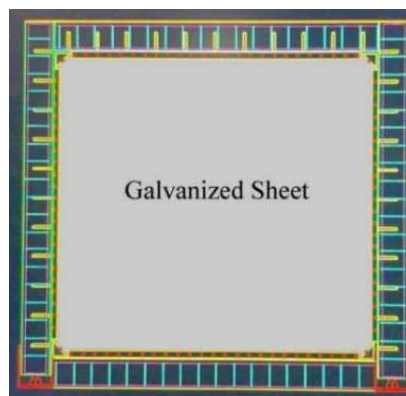
شکل ۳. نمونه "CF"



Fig. 3. sample "CF"

نمونه دوم "CF-SSW-G" نامیده می‌شود، که دارای دیوار برشی فولادی از جنس ورق گالوانیزه با ضخامت ۱ میلی‌متر است (شکل ۲). نمونه سوم "CF" نامیده می‌شود که فاقد دیوار برشی فولادی و تنها قاب پیش ساخته بتنی «متشکل از تیرها و ستون‌های بتنی» است (شکل ۳). مشخصات مقاطع ستون‌ها و تیرهای مورد استفاده در نمونه‌های آزمایشگاهی در جدول (۱) آورده شده است.

شکل ۲. نمونه "CF-SSW-G"



مشخصات بتن و فولاد مصرفی که در کلیه نمونه‌های آزمایشگاهی مورد استفاده قرار گرفته در جداول (۲ و ۳) آورده شده است. فولاد مورد استفاده برای ورق جان و اجزای مرزی برای کلیه نمونه‌ها ST37 مطابق با استاندارد DIN [23] آلمان است. خواص مکانیکی ورق‌های فولادی مورد استفاده برای ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی در جدول (۲) گزارش شده است.

جدول ۲. مشخصات بتن مصرفی

Poisson's ratio	Elastic modulus (N/mm <sup>2</sup> )	Tensile strength (N/mm <sup>2</sup> )	pushing resistance (N/mm <sup>2</sup> )
0.2	27000	2.9	30

**Fig. 4.** Specifications of the metal pot



**Fig. 5.** Placement of samples for testing

نمونه‌ها پس از ساخت و نصب کامل، در نقاط مشخص شده آزمایشگاه قرار گرفته که جک‌های هیدرولیکی، بار و جابه‌جایی مورد نظر را در تراز تیر فوقانی نمونه‌ها به آن‌ها وارد می‌کنند. به منظور جلوگیری از حرکت خارج از صفحه، ۴ عدد میلگرد شماره ۳۴ به صورت سرتاسری به عنوان مهار جانبی در تراز بالای نمونه‌ها و موازی با تیر بالایی در هر دو طرف اجرا شد (شکل ۵).

**۴- ابزاربندی نمونه‌ها**

برای مطالعه رفتار هر دیوار در هنگام آزمایش، لازم است اطلاعات مورد نیاز اندازه‌گیری و ثبت شود. مهم‌ترین داده‌هایی که در شناخت رفتار دیوارها نقش تعیین کننده‌ای داشته و در این پژوهش به آنها پرداخته شد، عبارتند از: نیرو و تغییر مکان. هم چنین در این مطالعه چگونگی توزیع گسیختگی در دیوارهای برشی فولادی در مراحل مختلف بارگذاری، برداشت شده است. برای اندازه‌گیری تغییر مکان‌های دیوار در نقاط حساس، از جابه‌جایی سنج‌های الکتریکی استفاده شد. تغییر مکان نمونه‌ها توسط سه جابه‌جایی سنج نصب شده که دو عدد در قسمت بالای ستون در کنار جک هیدرولیکی و سومین جابه‌جایی سنج روی پایه فلزی، بیرون از نمونه آزمایشگاهی و جنب دیگر ستون در قسمت بالا نصب شده‌اند (شکل ۶).

**شکل ۶.** موقعیت جابه‌جایی سنج‌ها

**Table 2.** Specifications of concrete used

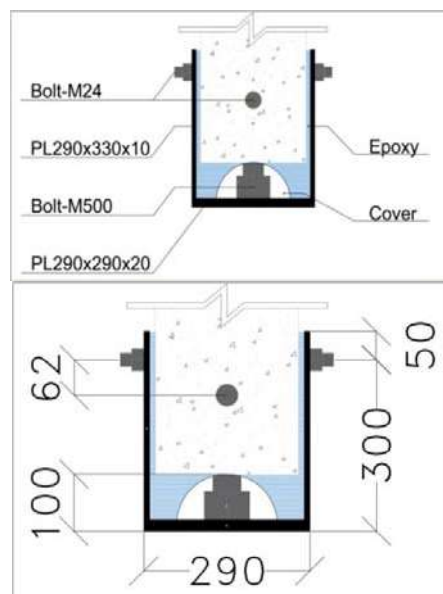
جدول ۳. مشخصات فولاد مصرفی

Poisson's ratio	Elastic modulus (N/mm <sup>2</sup> )	Flow resistanc <sup>e</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	Ultimate resistanc <sup>e</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	Components
0.3	200000	400	600	Armature
0.3	2100000	868.5	954.44	Bolt
0.3	2000000	181.5	316.6	Black sheet
0.3	2000000	276.67	351.93	Galvanize d sheet

**Table 3.** Characteristics of used steel

در نمونه آزمایشگاهی، از گلدان فلزی برای اتصال پای ستون پیش ساخته بتنی به کف صلب آزمایشگاه استفاده شد. که گلدان‌های فلزی به ابعاد 290\*290 mm به ارتفاع 350 mm که داخل آن و اطراف پای ستون به وسیله چسب اپوکسی و با دو عدد پیچ و مهره با مقاومت بالا M24 بصورت صلیبی متصل شدند (شکل ۴). به علت ضخامت کم ورق جان از پیچ M10 برای اتصال ورق جان به ورق اتصال در سرتاسر طول قاب (ستون‌ها و تیرها) با فاصله 100 mm استفاده شد. به منظور برقراری اتصال مفصلی، اتصال ستون‌ها به تیر تحتانی بدون هیچ‌گونه اتصال و اتصال تیر فوقانی به ستون‌ها به وسیله نبشی نشیمن شماره ۱۵ مدفون در بتن اجرا شد.

**شکل ۴.** مشخصات گلدان فلزی





هیدرولیکی با توان ۱۰۰ تن در جهت فشار و کشش که به واسطه دو ورق مستطیلی شکل که در دو وجه دیوار با ۴ شفت فولادی (۴ عدد میلگرد شماره ۳۲) به یکدیگر متصل شده اند به دیوار نیرو وارد می‌کند. پس برای اعمال بارگذاری رفت و برگشتی، ابتدا در یک طرف نمونه، یک ستون فلزی که توسط پیچ‌های پر مقاومت به دیوار صلب آزمایشگاه متصل می‌شود، قرار داده شد. نشیمن‌گاه فولادی ساخته شد و به ستون فلزی متصل شد تا جک هیدرولیکی روی آن قرار بگیرد. این مجموعه مقاوم نقش تکیه‌گاه جک‌های هیدرولیکی را دارد که نیروهای افقی را به نمونه آزمایشگاهی اعمال می‌کنند.

بار افقی با استفاده از جک هیدرولیکی اعمال شد. برای آن که در حین آزمایش نیروی وارد شده به دیوارها توسط جک‌ها همواره در راستای افقی باشد و برای جلوگیری از حرکت خارج از صفحه دیوارها در حین آزمایش، از ۴ عدد میلگرد شماره ۳۲ استفاده شد که در دو طرف تیر بارگذاری با فاصله اندکی قرار گرفتند. هم چنین در حین آزمایش‌ها مشاهده شد که این روش باعث شد حرکت دیوارها کاملاً داخل صفحه باشد و حرکت خارج از صفحه، اتفاق نیفتد، بارگذاری سیکلی به صورت کنترل شونده توسط تغییر مکان درآمد که در آن، هر سیکل بارگذاری با دامنه تغییر مکانی مشخص، ۲ بار تکرار شد.

شکل ۷. پروتکل بارگذاری با کنترل جابه‌جایی

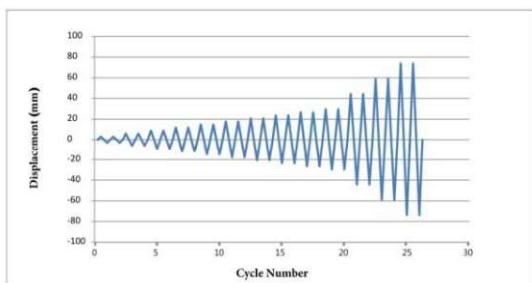


Fig. 7. Loading protocol with displacement control

## ۶- شرح مختصر و نتایج نمونه های آزمایشگاهی

### ۶-۱- نمونه "CF-SSW-M"

در این نمونه تسلیم ورق جان با تحلیل اطلاعات ثبت شده توسط داده نگار در پنجمین چرخه بارگذاری در جابه‌جایی ۱.۶



Fig. 6. The displacement position of the gauges

نیروها و تغییر مکان‌ها همگی توسط یک سیستم جمع‌آوری اطلاعات، ثبت و نگهداری شدند. دستگاه ثبت داده‌ها از مدل TSD 601 ساخت شرکت TML ژاپن در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفت. ابزارهای الکتریکی اندازه‌گیری شامل نیرو سنج‌ها و جابه‌جایی سنج‌ها به وسیله کابل‌های چند سیمی به صورت منظم و طبق یک شماره‌گذاری مشخص، به جعبه سوئیچ روی دستگاه وصل شدند و در هنگام آزمایش، مقادیر آن‌ها مرتب ثبت شد تا نمونه به مرحله گسیختگی برسد.

## ۵- سیستم انجام آزمایش و بارگذاری

برای بررسی رفتار لرزه‌ای تحت اثر زلزله، لازم است بار زلزله یا مشابه آن به سازه وارد شود. بارگذاری جانبی در این مطالعه، از روش بارگذاری جانبی شبه استاتیکی سیکلی افزایشی استفاده شد (شکل ۷). برای شبیه‌سازی بار زلزله و هم چنین بررسی رفتار رفت و برگشتی نمونه، پروتکل ACI374-2R [۲۴] به کار گرفته شده است. بارگذاری به صورت کنترل جابه‌جایی بوده دامنه بارگذاری به صورت متغیر (افزاینده - کاهنده) در نظر گرفته شده است و بارگذاری در قسمت تیر فوقانی اعمال می‌شود.

برای شبیه‌سازی زلزله و بررسی دقیق رفتار چرخه‌ای دیوارهای برشی فولادی از بارگذاری شبه استاتیکی با افزایش بار و جابه‌جایی در هر چرخه استفاده شده است. برای اعمال این بارگذاری جانبی، از سیستم هیدرولیک دستی استفاده شد. این سیستم دارای پمپ دستی مجهز به ترمینال تقسیم کننده فشار هیدرولیکی، شیلنگ‌های فشارقوی و یک جک



Fig. 10. Sample after loading up to 2.02% displacement

### ۶-۲- نمونه "CF-SSW-G"

در این نمونه بر پایه اطلاعات ثبت شده در دستگاه داده نگار، تسلیم ورق جان در چرخه نهم بارگذاری در جابه‌جایی ۱.۲۷ میلی‌متر (۰.۴۳٪) رخ داد. در چرخه ۲۲ بارگذاری زمانی که جابه‌جایی ۴۴.۴۹ میلی‌متر (۱.۵٪)، ترک خوردگی در محل اتصال ورق جان به ورق اتصال مدفون شده در بتن در پای ستون رخ داد. در چرخه ۲۳ با جابه‌جایی ۵۸.۷۷ میلی‌متر (۲٪)، ورق جان در محل اتصال با ورق دچار لهیدگی ورق و در ادامه دچار خرابی ورق جان شد تا ورق جان دیگر قادر به تحمل نیروی جانبی وارده نباشد و قاب مورد نظر دیگر توان بارگذاری را نداشته باشد. وضعیت نمونه در پایان بارگذاری در شکل (۱۲) نشان داده شده است. بیشترین ظرفیت برشی این نمونه برابر ۱۹۷.۵ کیلو نیوتن در چرخه ۲۲ با جابه‌جایی متناظر ۴۴.۴۹ میلی‌متر مشاهده شد.

شکل ۱۱. تسلیم ورق جان



Fig. 11. Surrender of life sheet

شکل ۱۲. عدم پارگی ورق جان و عدم جدا شدن از ورق اتصال

میلی‌متر (۰.۰۵۴٪) اتفاق می‌افتد. با ادامه بارگذاری، در چرخه ۸ با جابه‌جایی ۱۴ میلی‌متر (۰.۴۷٪) کماتش دائمی در ورق جان کاملاً مشاهده شد (شکل ۸).

با ادامه بارگذاری نمونه، گسیختگی ورق جان به ورق اتصال و جدشدگی ورق جان از ورق اتصال مدفون در بتن در قسمت پای ستون مشاهده شد (شکل ۹). اعمال جابه‌جایی بر نمونه تا حداکثر مقدار رفت و برگشت جک‌ها که برابر با ۸۰ میلی‌متر بود، ادامه داشت (شکل ۱۰). بیشترین ظرفیت برشی نمونه اول برابر ۱۲۵ کیلو نیوتن در چرخه ۲۳ بارگذاری با جابه‌جایی متناظر ۴۴ میلی‌متر (۱.۵٪) مشاهده شد.

شکل ۸. وقوع کماتش دائمی ورق جان در جابه‌جایی ۱.۵٪



Fig. 8. Occurrence of permanent buckling of web sheet in displacement of 1.5%

شکل ۹. عدم پارگی ورق جان و عدم جدا شدن از ورق اتصال



Fig. 9. No rupture of the web plate and no separation from the connecting plate

شکل ۱۰. نمونه پس از بارگذاری تا جابه‌جایی ۲.۰۲٪



## ۷- ضرایب رفتار

مبانی نظری مورد استفاده در محاسبه شکل پذیری و ضریب رفتار در این تحقیق از روش دوخطی یوانگ برای تخمین ضرایب رفتار استفاده شده است. منحنی پاسخ واقعی و دو خطی یوانگ در شکل (۱۵) نشان داده شده است. در این شکل، محور قائم برش پایه و محور افقی تغییر مکان افقی بالای نمونه می باشد. در این شکل  $V_e$  حداکثر برش پایه است در صورتی که سازه در محدوده الاستیک باقی بماند و تغییر مکان متناظر آن  $\Delta_e$  است.  $V_y$  بار جاری شدگی نمونه است. تغییر مکان متناظر این بار  $\Delta_y$  نامیده می شود.  $V_s$  متناظر برش پایه ای است که اولین عنصر به مرحله پلاستیک می رسد و از این مرحله به بعد سازه به طور قابل توجهی از مرحله الاستیک خارج شده و تحلیل خطی برقرار نیست. این تراز نیرو معمولاً در آیین نامه هایی کاربرد دارد که در طراحی از روش های بار نهایی استفاده می کنند. برخی آیین نامه هایی که در طراحی از روش تنش مجاز استفاده می کنند بار  $V_w$  را به کار می برند. تغییر مکان متناظر بارهای  $V_s$  و  $V_w$  به ترتیب  $\Delta_s$  و  $\Delta_w$  نامیده می شوند. بیشترین تغییر مکان سازه  $\Delta_{max}$  نامیده شده و در شکل (۱۵) نشان داده شده است. ضریب شکل پذیری سازه ( $\mu_s$ ) به صورت زیر تعریف می شود:

$$\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (3)$$

اضافه مقاومتی که بین سطح تسلیم واقعی سازه  $V_y$  و سطح اولین تسلیم سازه  $V_s$  وجود دارد معمولاً در چارچوب ضریب اضافه مقاومت تعریف می شود که ضریب مقاومت افزون ( $\Omega$ ) برابر است با:

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} = \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \quad (4)$$

ضریب تغییر مکان جانبی ( $C_d$ ) به صورت زیر تعریف می شود:

$$C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_s} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \mu \Omega \quad (5)$$



Fig. 12. No rupture of the web plate and no separation from the connecting plate

شکل ۱۳. روند تغییر شکل در پایان بارگذاری



Fig. 13. Deformation process at the end of loading

## ۳-۶- نمونه "CF"

در این نمونه (قاب بتنی پیش ساخته بدون دیوار برشی)، اتصالات (اتصال تیر به ستون و اتصال ستون به کف صلب آزمایشگاه) همگی مفصلی بوده، پس قادر به تحمل نیروی جانبی نبوده و درصد بسیار کمی از آن را تحمل می کند. بیشترین ظرفیت برشی این نمونه برابر ۲۸.۵ کیلونیوتن در چرخه ۲۳ با جابه جایی متناظر ۴۴.۱۹ میلی متر مشاهده شد (شکل ۱۴).

شکل ۱۴. نمونه تحت بارگذاری



Fig. 14. Sample under load

یوانگ در نمونه CF-SSW-G به ترتیب در شکل‌های (۱۸) و (۱۹) نشان داده شده است. در دو نمونه آزمایشگاهی دارای دیوار برشی فولادی ابتدا منحنی سه خطی کشیده شده، سپس با استفاده از آن، منحنی دوخطی رسم شده است. باتوجه به زمان تناوب سازه مورد تحقیق که ۰.۱۱ ثانیه می‌باشد، مشخص شد که این سازه آزمایشگاهی در محدوده فرکانسی بین حالت دوم و حالت سوم قرار داشته، پس برای محاسبه ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری از درونیابی خطی بین روابط ۱۱ و ۱۲ استفاده می‌شود. با استفاده از منحنی‌های دوخطی ضرایب رفتار، شکل‌پذیری، ضرایب تغییر مکانی و مقاومت افزون در جدول (۴) آورده شده است.

شکل ۱۶. منحنی چرخه‌ای - آزمایشگاهی نمونه CF-SSW-M

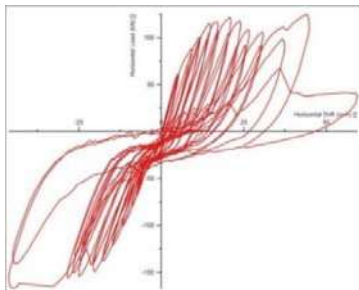


Fig 16. Cyclic-laboratory curve of sample CF-SSW-M

شکل ۱۷. منحنی دوخطی یوانگ در نمونه CF-SSW-M

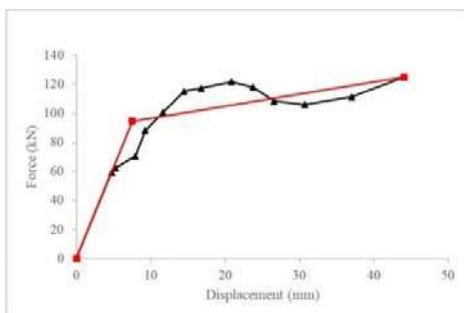


Fig. 17. Young's bilinear curve in CF-SSW-M sample

شکل ۱۸. منحنی چرخه‌ای - آزمایشگاهی نمونه CF-SSW-G

باتوجه به اینکه روش‌های متفاوتی برای محاسبه ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری ( $R_\mu$ ) نظیر روش Newmark و Hall [25]، روش میراندا و برترو و [26] روش Krawinkler و Naassar [27]، وجود داشته و در میان این روش‌ها به غیر از روش نیومارک و هال، در بقیه آنها تعیین نوع خاک در محل سازه عامل مهمی در تعیین ضریب رفتار می‌باشد. پس از روش نیومارک و هال برای تعیین  $R_\mu$  استفاده می‌شود. مطابق این روش میزان  $R_\mu$  برای سه حالت زیر تعیین می‌شود:

حالت (۱) برای سازه‌های نرم با فرکانس کوچکتر از یک هرتز (زمان تناوب بزرگتر از یک ثانیه):

$$R_\mu = \mu \quad (6)$$

حالت (۲) برای سازه‌های سخت با فرکانس بین ۲ تا ۸ هرتز (زمان تناوب بین ۰.۱۲ تا ۰.۵ ثانیه):

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (7)$$

حالت (۳) برای سازه‌های بسیار سخت با فرکانس بالای ۳۳ هرتز (زمان تناوب کمتر از ۰.۰۳ ثانیه):

$$R_\mu = 1 \quad (8)$$

ضریب رفتار ( $R$ ) برابر است با:

$$R = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_y} \frac{V_y}{V_s} = R_\mu \Omega \quad (9)$$

شکل ۱۵. منحنی واقعی نمونه و مشخصات منحنی دوخطی یوانگ

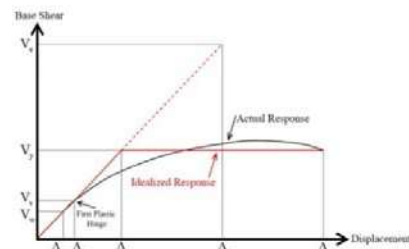


Fig. 15. The actual curve of the sample and the characteristics of the bilinear Yong curve

#### ۱-۷- محاسبه ضریب رفتار در نمونه های آزمایشگاهی

منحنی چرخه‌ای-آزمایشگاهی و منحنی دوخطی یوانگ در نمونه CF-SSW-M به ترتیب در شکل‌های (۱۶) و (۱۷) و همچنین منحنی چرخه‌ای - آزمایشگاهی و منحنی دوخطی

ورق سیاه نسبت به گالوانیزه می‌باشد که توزیع تنش پلاستیک در ورق سیاه زودتر اتفاق افتاده، که همین امر باعث کوچکتر شدن مقدار  $\Delta_y$  در ورق سیاه شده و چون با ضریب شکل پذیری ( $\mu_s$ ) نسبت عکس دارد، مقدار ضریب شکل پذیری نمونه ورق سیاه (CF-SSW-M) بیشتر می‌شود.

در مورد ضریب مقاومت افزون (رابطه ۴) از  $\Delta_s$  استفاده شده است که این  $\Delta_s$  بیانگر تغییر مکان متناظر برش پایه‌ای است که اولین عنصر به مرحله پلاستیک می‌رسد و از این مرحله به بعد سازه بطور قابل توجهی از مرحله الاستیک خارج شده و تحلیل خطی برقرار نمی‌باشد که مقدار  $\Delta_s$  در نمونه CF-SSW-M به مقدار ۴.۷۳ میلی متر و در نمونه CF-SSW-G به مقدار ۶.۱۰ میلی متر می‌باشد که مقدار  $\Omega$  به ترتیب در نمونه اول و دوم، ۱.۵۹ و ۲.۲۷ است، این اعداد نشان می‌دهد که نمونه CF-SSW-M زودتر از حالت الاستیک خارج شده و به سمت پلاستیک شدن حرکت می‌کند.

ضریب تغییر مکان جانبی ( $C_d$ ) در نمونه CF-SSW-M بیشتر از نمونه CF-SSW-G است که به علت ضریب شکل پذیری مناسب تر بوده که باعث می‌شود تغییر مکان جانبی مطلوب‌تری را از خود نشان دهد.

ضریب رفتار (R) در نمونه CF-SSW-M به مقدار ۴.۹۷ و در نمونه CF-SSW-G به مقدار ۴.۸۷ است که نشان می‌دهد که در سازه‌های پیش ساخته بتنی استفاده از دیوار برشی فولادی از هر جنس (ورق سیاه و ورق گالوانیزه) مقدار تقریباً یکسانی را از خود نشان می‌دهد.

#### ۸- میزان انرژی میرا شده در نمونه های آزمایشگاهی

تحقیقات گوناگون حاکی از آن است که آثار مخرب زلزله بسیار موثر از انرژی رسیده به سازه در طول زمان زلزله است. مقداری از این انرژی توسط اعضای سازه به علت رفتار غیر خطی 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 (شکل ۱۸)، پس در این قسمت نتایج مربوط به میزان جذب انرژی قاب‌ها تا تغییر مکان ۵۹ میلی متر در شکل (۱۹) آمده و باهم مقایسه شدند. در نمودار زیر، محور افقی

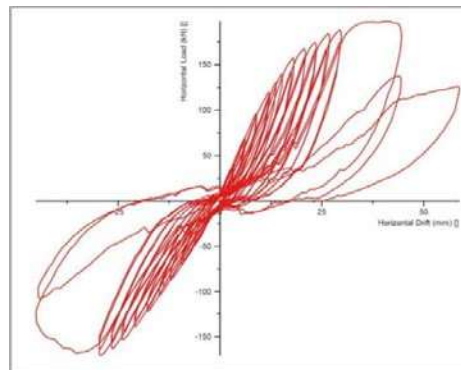


Fig. 18. Cyclic-laboratory curve of sample CF-SSW-G

شکل ۱۹. منحنی دوخطی یوانگ در نمونه CF-SSW-G

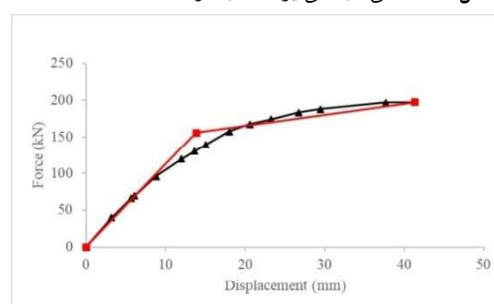


Fig. 19. Young's bilinear curve in CF-SSW-G sample

جدول ۴. نتایج آزمایشگاهی محاسبه شکل پذیری، ضرایب تغییر مکانی، مقاومت افزون و ضریب رفتار

$\Omega$	$C_d$	$\mu_s$	R	$R_\mu$	Sample
1.59	9.32	5.86	4.97	3.12	CF-SSW-M
2.27	6.77	2.99	4.87	2.15	CF-SSW-G

Table 4. Laboratory results of calculating ductility, spatial change coefficients, additional strength and behavior coefficient

مقدار  $\Delta_{max}$  در نمونه CF-SSW-M به میزان ۴۴.۰۴ میلی‌متر و در نمونه CF-SSW-G به میزان ۴۱.۳۱ میلی‌متر می‌باشد که نشان دهنده آن است که نمونه CF-SSW-M به میزان ۶ درصد نسبت به نمونه دیگر افزایش یافته است. این در حالی است که مقدار تغییر مکان متناظر با بار جاری شدگی ( $\Delta_y$ ) این دو نمونه اختلاف زیادی دارند که  $\Delta_y$  در نمونه CF-SSW-M به مقدار ۷.۵۲ میلی‌متر و  $\Delta_y$  در نمونه CF-SSW-G به مقدار ۱۳.۸۳ میلی‌متر می‌باشد. ضریب شکل‌پذیری ( $\mu_s$ ) نمونه CF-SSW-M در مقایسه با نمونه CF-SSW-G، ۹۶ درصد بیشتر می‌باشد و این موضوع به دلیل تنش تسلیم پایین

از دیواربرشی با ورق گالوانیزه است. در صورت فرض فرکانس کمتر از ۳۳ هرتز (به غیر از سازه‌های بسیار سخت) ضرایب یاد شده بطور محسوسی افزایش می‌یابند.

۲- ضریب رفتار ( $R$ ) در سازه‌های پیش ساخته بتنی با دیوار برشی فولادی از جنس ورق سیاه و ورق گالوانیزه به ترتیب ۴.۹۷ و ۴.۸۷ می‌باشد و مقدار این ضریب در دیوار برشی با ورق سیاه ۲ درصد بیشتر از دیواربرشی با ورق گالوانیزه است. در صورت فرض فرکانس کمتر از ۳۳ هرتز (به غیر از سازه‌های بسیار سخت) ضرایب یاد شده بطور محسوسی افزایش می‌یابند.

۳- ضریب شکل‌پذیری سازه ( $\mu_s$ ) در سازه‌های پیش ساخته بتنی با دیوار برشی فولادی از جنس ورق سیاه و ورق گالوانیزه به ترتیب ۵.۸۶ و ۲.۹۹ است و مقدار این ضریب در دیوار برشی با ورق سیاه ۹۶ درصد بیشتر از دیواربرشی با ورق گالوانیزه است. که این مقدار نشانگر شکل‌پذیری فوق‌العاده دیواربرشی فولادی با ورق سیاه می‌باشد.

۴- ضریب مقاومت افزون ( $\Omega$ ) در سازه‌های پیش‌ساخته بتنی با دیوار برشی فولادی از جنس ورق سیاه و ورق گالوانیزه به ترتیب ۱.۵۹ و ۲.۲۷ است و مقدار این ضریب در دیوار برشی با ورق سیاه ۳۰ درصد کمتر از دیوار برشی با ورق گالوانیزه است.

۵- ضریب تغییر مکان جانبی ( $G_d$ ) در سازه‌های پیش ساخته بتنی با دیوار برشی فولادی از جنس ورق سیاه و ورق گالوانیزه به ترتیب ۹.۳۲ و ۶.۷۷ می‌باشد و مقدار این ضریب در دیوار برشی با ورق سیاه ۳۷ درصد بیشتر از دیواربرشی با ورق گالوانیزه است. که این مقدار نشانگر عملکرد فوق‌العاده تغییر مکان جانبی دیواربرشی فولادی با ورق سیاه است.

۶- مقدار انرژی میرا شده در سازه‌های بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی از جنس ورق سیاه و ورق گالوانیزه به ترتیب ۲۴.۳۴ و ۲۹.۶۸ می‌باشد و مقدار این ضریب در دیوار برشی با ورق سیاه ۱۸ درصد کمتر از دیوار برشی با ورق گالوانیزه است.

## ۱۰- مراجع

بیانگر میزان تغییر مکان و محور عمودی بیانگر میزان جذب انرژی می‌باشد.

مقدار جذب انرژی قاب CF-SSW-M و CF-SSW-G به ترتیب برابر ۲۴.۳۴ و ۲۹.۶۸ است که نمونه CF-SSW-G، ۲۲ درصد بیشتر از دیگر قاب جذب انرژی دارد که دلیل این امر، چون دوتا نمونه تغییر مکان‌های تقریباً یکسانی داشته اما نمونه CF-SSW-G میزان تحمل نیرویی بسیار بالاتری را از خود نشان می‌دهد.

شکل ۲۰. انرژی میرا شده متناظر تغییر مکان در منحنی‌های چرخه‌ای

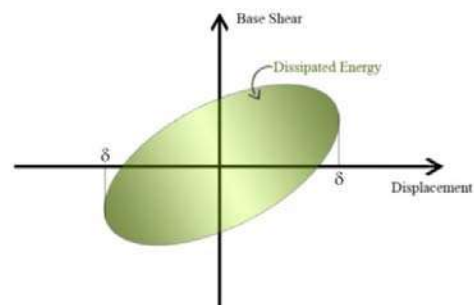


Fig. 20. Damped energy corresponding to displacement in cyclic curves

شکل ۲۱. انرژی میرا شده در نمونه‌های آزمایشگاهی

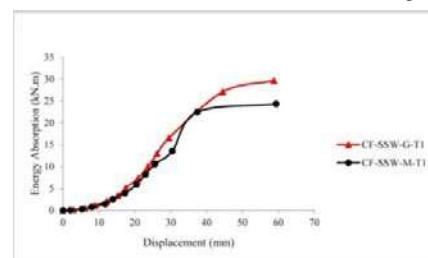


Fig. 21. Damped energy in laboratory samples

## ۹- نتیجه‌گیری

در این تحقیق برای تعیین و مقایسه ضریب رفتار، شکل‌پذیری، ضرایب تغییر مکان و انرژی میرا شده در سازه‌های پیش ساخته بتنی با دیواربرشی فولادی از جنس ورق سیاه و ورق گالوانیزه سه آزمایش انجام شده است. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد:

۱- ضریب رفتار ناشی از بار جاری شدگی ( $R_u$ ) در سازه‌های پیش ساخته بتنی با دیوار برشی فولادی از جنس ورق سیاه و ورق گالوانیزه به ترتیب ۳.۱۲ و ۲.۱۵ است و مقدار این ضریب در دیوار برشی با ورق سیاه ۴۵ درصد بیشتر

- walls", *Journal of Structural Engineering*, ASCE 1998, Vol. 124, pp. 112–20.
- [16] Tipping, S. and Stojadinovic, B. (2008), "Innovative corrugated steel shear walls for multi-story residential buildings", 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [17] Tanaka, Y., Ichioka, Y., Kono, S., Ohta, Y. and Watanabe, F. (2008), "Precast prestressed portal frames with corrugated steel panel dampers", 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [18] Emami, F., Mofid, M. and Vafai, A. (2012), "On the hysteretic behavior of trapezoidally corrugated steel shear walls", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 23, pp. 94–104.
- [19] Behnamfar, F., Artoonian, R. and Ghandil, M. (2016), "Nonlinear Modelling and seismic behavior of Precast concrete structures with steel shear walls", *The Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 49, PP.293-304.
- [20] Behnamfar, F., Shakeri, E and Makhdomi, A. (2018), "A macromodel substitute for simple Prediction of the lateral behavior of composite shear walls", *Bulletion of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 51, PP.115-126.
- [21] AISC Steel Design Guide 20, (2007), *Steel plate shear walls*, Chicago, IL: American Institute of Steel Construction, Inc.
- [22] ANSI/AISC 341-10, (2010), *Seismic provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction Inc, Chicago, IL.
- [23] DIN 1623, (1983), *German institute for standardization*.
- [24] ACI, (2013), "Guide for testing reinforced concrete structural elements under slowly applied simulated seismic loads".
- [25] Newmark, N. M., Hall, W. J., "Earthquake Spectra and Design", *Earthquake Engineering Research Institute*, El Cerrito, California 1982.
- [26] Miranda, E. and Bertero V.V, (1994), "Evaluation of Strengh Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design", *Earthquake Spectra*, 10(2), 357-379.
- [27] Krawinkler, H., Nassar, A. A., "Seismic Design Based on Ductility and Cumulative Damage Demands and Capacities", *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, P. Fajfar and Krawinkler, eds., Elsevier Applied Science, New York, 1992.
- [1] Behnam Far, F. and Artoonian, R. (2008), "Seismic behavior of high-rise prefabricated concrete buildings with steel plate shear walls", 8<sup>th</sup> International Congress of Civil Engineering, Shiraz, Iran, (In Persian).
- [2] Dashti Zand, S. M., Kalatajari, V. and Khajeh Ahmad Attari N. (2021), "Laboratory investigation of the performance behavior of a steel shear wall with a vertical trapezoidal smooth and corrugated sheet with an angle of 45 degrees", *Scientific Research Journal of Sazeh and Steel*, No. 32, pp. 21-33, (In Persian).
- [3] CAN/CSA S16-01, (2001), *Limit states design of steel structures*, Willowdale, Ontario: Canadian Standards Association.
- [4] Caccese, V., Elgaaly, M. and Chen, R. (1993), "Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, pp. 573–587.
- [5] Sabouri-Ghomi, S. and Roberts, T. (1992), "Nonlinear Dynamic analysis of steel plate shear walls including shear and bending deformations", *Engineering Structures*, Vol. 14, pp. 309–317.
- [6] Rezai, M. (1999), "Seismic behaviour of steel plate shear walls by shake table testing", PhD Disserttion, Department of Civil Engineering, University of British Columbia.
- [7] Roberts, T. and Sabouri-Ghomi, S. (1991), "Hysteretic characteristics of unstiffened plate shear panels", *Thin-Walled Structures*, Vol. 12, pp. 145–162.
- [8] Vian, D. and Bruneau, M. (2004), "Testing of special LYS steel plate shear walls", In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, British Columbia, Canada.
- [9] Schumacher, A., Grondin, G.Y. and Kulak, G.L. (1999), "Connection of infill panels in steel plate shear walls", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 26, pp. 549–563.
- [10] Elgaaly, M., Caccese, V. and Du, C. (1993), "Post-buckling behavior of steel-plate shear walls under cyclic loads", *Journal of Strucural Engineering*, Vol. 119, pp.588–605.
- [11] Driver, R., Kulak, G., Kennedy, D. and Elwi, A. (1997), "Finite element modelling of steel plate shear walls", *Proceeding of the Structural Stability Research Council Annual Technical Session*, pp. 253–264.
- [12] Alinina, M. and Dastfan, M. (2007), "Cyclic behaviour, deformability and rigidity of stiffened steel shear panels", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, pp. 554–563.
- [13] Sabouri-Ghomi, S. and Sajjadi, R. (2012), "Experimental and theoretical studies of steel shear walls with and without stiffeners", *Journal of Construction Steel Research*, Vol. 75, pp. 152–159.
- [14] Grondin, G., Chen, Q., Elwi, A. and Cheng, J. (1998), "Stiffened steel plates under compression and bending", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 45, pp.125–148.
- [15] Gayed, B. and Kulak, G.L. (2006), "Nonlinear Finite Element Analysis of corrugatead steel plate shear





## Laboratory evaluation of cyclic behavior of precast concrete frame with steel shear wall

Jaber Koopaizadeh<sup>1</sup>, Farhad BehnamFar<sup>2</sup>(Corresponding author\*), Mohammad Reza Javaheri Tafti<sup>3</sup>

1.Department of Civil Engineering, Taft Branch, Islamic Azad University, Taft, Iran

2.Department of Civil Engineering, Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran

3.Department of Civil Engineering, Taft Branch, Islamic Azad University, Taft, Iran

Email: \*farhad@iut.ac.ir

**Abstract:**

Considering the development of building construction and the ability to mass produce prefabricated concrete structures, it is possible to use prefabricated structures instead of the components of conventional concrete structures. On the other hand, due to the advantages of steel shear wall system such as hardness, resistance, ductility and energy absorption, the seismic performance of prefabricated concrete buildings can be improved with steel shear wall. Laboratory and numerical studies that have been done recently show that thin-walled steel shear walls are an economical and effective lateral bracing system against the lateral forces of wind and earthquake. In this research, it has been tried to achieve stable and resistant structures against lateral loads by combining steel shear walls with prefabricated concrete systems. Due to the very limited number of tests performed on the precast concrete system with steel shear wall, the coefficients of ductility, additional strength and behavior as well as the energy absorption of this integrated system compared to the condition of the precast concrete system without steel shear wall in a laboratory manner It has not been published yet. In this research, the non-linear behavior of steel shear walls, in which the filler sheet is thin and unreinforced, has been investigated in a laboratory manner. The laboratory model consists of a precast concrete frame with a one-to-one steel shear wall, in one span and one floor, with hinged connection of the boundary members at the four corners of the frame, as well as bolted connection of the boundary members to the infill sheet. A metal pot has been used to connect the base of the prefab concrete column to the solid floor of the laboratory in order to make a joint connection, connecting the columns to the lower beam without any connection and connecting the upper beam to the columns by means of the seating corner number 15 buried in the concrete. has been A total of three experiments have been performed. In the first laboratory sample, black sheet was used as a steel shear wall, while in the second sample, a galvanized sheet was used as a steel shear wall, and in the third sample, a prefabricated concrete frame without a steel shear wall was tested. Models with a steel shear wall are considered to have a thickness of 1 mm. These tests have been carried out based on a confirmed method for simulating seismic loads and in the form of quasi-static cyclic loading. ACI 374-2R protocol has been used to simulate the earthquake load and also to check the reciprocating behavior of the sample. The loading is in the form of displacement control and the loading range is considered as variable (increasing-decreasing) and the loading is applied in the upper part of the beam. . The displacement of the samples is installed by three displacement gauges, two of which are installed in the upper part of the column next to the hydraulic jack and the third displacement gauge is installed on the metal base, outside the laboratory sample and on the other side of the column in the upper part. Also, gravity loads have been omitted for the samples. As a result of these investigations, it was observed that steel shear walls significantly increase the hardness, ultimate strength, energy absorption and behavioral performance of precast concrete buildings.

**Keywords:** seismic behavior, precast concrete structure, steel shear wall, behavior coefficient.