

An Experimental Investigation of Gravity Load Influence on the Seismic Characteristics of Porcelain-Sheathed Cold-Formed Steel Shear Walls

Caeed Reza Sowlat-Tafti¹, Mohammad Reza Javaheri-Tafti^{2*}, Hesam Varacee³

1- Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Taft. C., Islamic Azad University, Taft, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Yazd. C., Islamic Azad University, Yazd, Iran

3- Assistant Professor, Department of Engineering, Ale Taha Institute of Higher Education, Tehran, Iran

ABSTRACT

The use of porcelain with any desired pattern to cover light steel frames not only provides structural strength but also eliminates the need for facade construction. To better understand the seismic behavior of shear walls made from cold-formed steel frames with the innovative porcelain sheathing (SPS-CFS walls), eight full-scale SPS-CFS wall specimens with four different configurations and dimensions of $2.4 \times 1.2 \text{ m}^2$ were tested under standard cyclic lateral loading in two identical groups: with gravity loading and without gravity loading. Failure modes were observed and analyzed throughout all loading stages to identify factors affecting the specimens' ductility. Using data obtained from the tests, the load-bearing capacity and force-displacement behavior of the specimens were determined and analyzed to evaluate the response modification factor (R) for this type of walls. The average R -factor for the configurations was assessed to be approximately 4 and compared with code values. Other seismic characteristics of the specimens, such as the deflection amplification factor (C_d), were also calculated. The relationship between C_d , R , and the over-strength factor (Ω_0) was determined for each group. It demonstrated that the C_d/R ratio was nearly equal to Ω_0 (approximately 1.6) for both groups identically. A logical comparison of variations in each seismic characteristic across different configurations between the two groups revealed that the presence of gravity loading reduced the impact of configuration changes on seismic properties. Calculated values indicated that the effect of gravity loading on the average of each seismic characteristic (except for maximum allowable height) across different configurations was negligible. Despite the specimens' fixed height, the maximum allowable height and the significant influence of gravity loading on this seismic characteristic were discussed. Finally, the use of sheet steel thicker than 0.7 mm and adherence to a maximum height of 9.6 meters were recommended for this innovative structural system.

ARTICLE INFO

Receive Date: 10 June 2025

Revise Date: 29 September 2025

Accept Date: 17 October 2025

Keywords:

Light steel structure
Porcelain sheathing
Dry set
Response factor
Allowable height
Magnification ratio
Gravitational load

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2025.514914.3694

*Corresponding author: Mohammad Reza Javaheri-Tafti
Email address: mr.javaheritafti@iau.ac.ir

مطالعه آزمایشگاهی تأثیر بار ثقلی بر مشخصه‌های لرزه‌ای دیوارهای برشی سردنوردشده فولادی دارای پوشش پرسلان

سعید رضا صولت تفتی^۱، محمد رضا جواهری تفتی^{۲*}، حسام ورعی^۳

۱- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد تفت، دانشگاه آزاد اسلامی، تفت، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد یزد، دانشگاه آزاد اسلامی، یزد، ایران

۳- استادیار، گروه مهندسی، مؤسسه آموزش عالی آل طه، تهران، ایران

چکیده

استفاده از پرسلان با هر نقش و نگار دلخواه برای پوشش قاب فولادی سبک علاوه بر تأمین مقاومت سازه‌ای ما را از ناسازی نیز بی‌نیاز می‌سازد. برای شناخت بیشتر رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی ساخته شده از قاب فولادی سبک با پوشش جدید پرسلان، هشت نمونه قاب فولادی سردنوردشده تمام مقیاس با چهار پیکربندی مختلف دارای پوشش پرسلان به ابعاد $1/2 \times 2/4$ متر در دو گروه یکسان، یکی با بار ثقلی و دیگری بدون بار ثقلی، تحت بار جانبی چرخه‌ای استاندارد آزمایش شدند. مودهای گسیختگی در تمام مراحل بارگذاری برای تعیین عوامل تأثیرگذار بر شکل‌پذیری نمونه‌ها مورد توجه و بررسی واقع گردیدند. با استفاده از داده‌های به‌دست‌آمده از آزمایشات، ظرفیت باربری و رفتار نیرو-جابجایی نمونه‌ها برای ارزیابی ضریب رفتار این نوع دیوارها مشخص و آنالیز شدند. میانگین ضریب رفتار پیکربندی‌ها حدود ۴ ارزیابی گردید و با مقادیر آئین‌نامه‌ای مقایسه شد. سایر مشخصه‌های لرزه‌ای نمونه‌ها نظیر ضریب بزرگنمایی نیز محاسبه شدند و رابطه ضریب بزرگنمایی با ضریب رفتار و مقاومت افزون هر گروه به‌دست آورده شد به طوری که نسبت ضریب بزرگنمایی به ضریب رفتار را برای هر دو گروه تقریباً یکسان و برابر با مقاومت افزون (حدود $1/6$) نشان داد. مقایسه منطقی تغییرات هر مشخصه لرزه‌ای به ازای پیکربندی‌های گوناگون بین دو گروه آشکار ساخت که حضور بار ثقلی از تأثیر تغییر پیکربندی بر مشخصه‌های لرزه‌ای کاسته است. مقادیر محاسبه شده نشان دادند که اثر بار ثقلی روی میانگین هر یک از خصوصیات لرزه‌ای (به جز بیشینه ارتفاع مجاز) پیکربندی‌های مختلف ناچیز بوده است. علیرغم ثابت بودن ارتفاع نمونه‌ها، بیشینه ارتفاع مجاز آنها و تأثیر قابل ملاحظه بار ثقلی روی این مشخصه لرزه‌ای مطرح گردیدند و در نهایت به‌کارگیری ورق ضخیم‌تر از $0/7$ میلیمتر و رعایت بیشینه ارتفاع $9/6$ متر برای این سیستم سازه‌ای جدید توصیه شدند.

کلمات کلیدی: سازه فولادی سبک، پوشش پرسلان، اجرای خشک، ضریب رفتار، ارتفاع مجاز، ضریب بزرگنمایی، بار ثقلی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2025.514914.3694	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2025.514914.3694	۱۴۰۵/۰۳/۳۱	۱۴۰۴/۰۷/۲۵	۱۴۰۴/۰۷/۲۵	۱۴۰۴/۰۷/۰۷	۱۴۰۴/۰۳/۲۱
محمد رضا جواهری تفتی mr.javaheritafti@iau.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

سازه‌های فولادی سردنوردشده به دلیل مزایایی مثل وزن سبک و راحتی کار با آنها، تحول شگرفی را در صنعت خانه‌های کم‌طبقه پدید آورده‌اند [۱]. دیوار برشی ساخته‌شده از مقاطع فولادی سردنوردشده (CFS^۱) در برخی کشورها جزء دسته سیستم‌های نوین سازه‌ای به‌شمار می‌آید اما قواعد طراحی لرزه‌ای آنها همچنان گام‌های اولیه را تجربه می‌نمایند به‌نحوی که اکثر آئین‌نامه‌های معتبر جزئیات کامل طراحی لرزه‌ای این سیستم‌ها را پوشش نداده‌اند [۲-۴]. بنابر این، تحقیقات بیشتری برای تبیین و روشن‌ساختن جنبه‌های مختلف لرزه‌ای دیوارهای برشی سردنوردشده شامل برآورد ضریب رفتار (R)، مقاومت و شکل‌پذیری لازم است.

در طبقه‌بندی عوامل مؤثر بر عملکرد جانبی قاب‌های فولادی سبک (LSF^۲) که توسط گاد و همکاران [۵] انجام شده است، پوشش دیوار برشی جزء یکی از این عوامل می‌باشد. سازه‌های پوشش‌دار ساخته‌شده از مقاطع فولادی سردنوردشده که در AISI^۳ به تأیید رسیده‌اند یا در حال حاضر مورد استفاده قرار می‌گیرند، معمولاً با صفحات نازک نصب‌شده در سطح نمای داخل یا خارج دیوار از جنس‌های مختلف مثل ورق فولاد، انواع صفحات گچی، چوبی و سیمانی مهار می‌شوند. نصب این صفحات پوششی با استفاده از پیچ‌های خودکار^۴ انجام می‌شود (اجرای خشک یا غیرچسبنده^۵) [۶]. علاوه بر این ممکن است برای مهار این دیوارها از پرکننده‌هایی نظیر مصالح بنایی با ملات استفاده شود (اجرای تر یا چسبنده^۶) که اغلب سطح آنها با مصالحی نظیر آجر نما، سنگ یا سرامیک و ملات پوشانده می‌شود. عدم سازگاری سیستم قاب فولادی سبک با مصالح بنایی گاهاً عدم تمایل به استفاده از این سیستم در ساختمان‌سازی را به‌دنبال داشته است. از طرف دیگر به دلیل اهمیت و نیاز روزافزون به استفاده از این سیستم ساختمانی، مطالعات زیادی برای به‌کارگیری این مصالح به‌عنوان اجزای سازه‌ای اما عموماً با روش چسبنده انجام شده که متأسفانه این روش اجراء نیاز به صرف زمان طولانی دارد. تحقیقات اسماعیلی و همکاران [۷] در مورد روکش قاب فولادی سبک با آجر و تأثیر اندازه ملات، نمونه‌ای از این مطالعات می‌باشد. تحقیقات آزمایشگاهی بسیاری نیز در سال‌های اخیر بر روی عملکرد سیستم‌های مقاوم جانبی سردنوردشده با پوشش‌های پیچ‌شده گوناگون انجام شده است. حتی اغلب این پژوهش‌های آزمایشگاهی و شبیه‌سازی‌های انجام‌شده تا قبل از این اواخر همراه با نتایج حاصل از آنها توسط شرفی و همکاران [۸] و یوسفی و همکاران [۹] به‌طور خلاصه گردآوری و گزارش شده‌اند. بعد از آن نیز مطالعاتی مثل تحقیقات وو و لی [۱۰] یا لیو و همکاران [۱۱] از طریق شبیه‌سازی، لوپس و همکاران [۱۲] به روش آزمایشگاهی یا ژانگ و همکاران [۱۳] روی سیستم‌های CFS انجام شده‌اند لیکن تحقیقی درخصوص رفتار لرزه‌ای دیوار برشی CFS با پوشش پسرلان^۷ پیچ‌شده (SPS^۷) به سازه LSF (دیوار برشی SPS-CFS)، که در این مقاله معرفی و مورد بررسی قرار گرفته، گزارش یا انجام نشده است.

نوآوری اصلی این پژوهش معرفی یک سیستم ساختمانی مقاوم جانبی با پارامترهای لرزه‌ای آن است. بررسی اثر نمای پسرلان بر رفتار سازه LSF به‌منظور سهولت در ناماسازی این سازه‌ها و تطبیق مصالح بومی کشور که از حیث مصالح مورد استفاده و نوع اتصال تا-کنون تحقیقی در این زمینه در سطح داخلی یا خارجی مشاهده نگردیده به‌نظر برای اولین بار انجام شده است. دستیابی به پارامترهای لرزه-ای دیوار برشی SPS-CFS و حذف پیراآلات گران‌قیمت در اجرای مجزای نمای خشک سرامیکی از جمله نوآوری‌ها و دست‌آوردهای این پژوهش محسوب می‌آیند. این دست‌آوردها باعث ترویج به‌کارگیری سازه‌های فولادی سبک توسط طراحان خواهد شد و افزایش بهره‌مندی از مزایای این نوع سازه‌ها در راستای کاهش چشمگیر هزینه‌های ناماسازی را به‌دنبال خواهد داشت.

۱-۱- مروری بر مطالعات پیشین و چگونگی انجام آنها

محققین به نام‌های پِن و شان [۱۴] سه نوع پوشش گچ، سیلیکات کلسیم و تخته چوب رشته‌ای (OSB^۸) با دو ضخامت ۹ و ۱۲

^۱ Cold Formed Section

^۲ Light Steel Frame

^۳ American Iron and Steel Institute

^۴ Self-Drilling Screws

^۵ Inadhesive Set (Dry Set)

^۶ Adhesive Set (Wet Set)

^۷ Screwed Porcelain Sheathing

^۸ Oriented Strand Board

میلیمتر را با بررسی مقاومت سازه‌ای دیوار CFS تحت بارگذاری برشی یکنواخت مورد مطالعه آزمایشگاهی قرار دادند. برای هر نمونه مقاومت نهایی، سختی، جذب انرژی و شکل‌پذیری مورد توجه واقع شده است. آنها دریافتند خرابی پوشش در اطراف ناحیه پیچ‌های خودکار و جدایی بین پوشش و پیچ از عوامل اصلی گسیختگی بودند. قاب با پوشش تخته چوب رشته‌ای بالاترین مقاومت برشی نهایی را از خود نشان داد و کمترین مقاومت برشی نهایی به پوشش گچ تعلق داشت. همچنین نمونه‌های با نسبت طول به عرض ۲ از نمونه‌های با نسبت طول به عرض ۱ حدود ۳۵٪ مقاومت برشی نهایی کمتری داشتند.

در مطالعه آزمایشگاهی توسط بران و آلیکا [۱۵] نتیجه‌گیری شد که هندسه نگهدارنده‌های (Hold Down) مورد استفاده در پای پنل‌های دیوار CFS برای انتقال نیروی کششی نقش اساسی در رفتار این پنل‌ها داشت. آنها همچنین نشان دادند که وجود اعضای قطری باعث افزایش ناچیزی در ظرفیت باربری و سختی اولیه پنل‌ها شد.

در مطالعه‌ای توسط سوینسن و همکاران [۱۶] نشان داده شد که هرچند با استفاده از پیچ‌های مدرن و پیشرفته مقاومت اتصال و دیوار را می‌توان نسبت به حالت به‌کارگیری پیچ‌های معمولی افزایش داد لیکن با به‌کارگیری چسب‌های ساختمانی برای انتقال بار بین قاب و پوشش چوب و فولاد افزایش چشمگیری حاصل گردید.

نتایج مطالعات آزمایشگاهی محبی و همکاران [۱۷] بر روی دیوارهای فولادی سردنوردشده با پوشش یکطرفه و نیز دوطرفه فولادی تحت بارگذاری چرخه‌ای نشان داد با جلوگیری نمودن از گسیختگی استادهای^۹ کناری، به‌کارگیری پوشش دوطرفه در مقایسه با یکطرفه جذب انرژی، مقاومت برشی و سختی الاستیک را افزایش داد.

مطالعات آزمایشگاهی درخصوص پنل‌های دیوار برشی سردنوردشده پوشش‌دار با تغییر دادن ضخامت پوشش و تعداد لایه‌های پوشش توسط نیاری و همکاران [۱۸] انجام شدند. آنها گزارش نمودند با به‌کارگیری پوشش فولادی دوبل، مقاومت برشی دیوار فولادی سردنوردشده تقریباً دو برابر شد حال اینکه با افزایش ۵۰ درصدی ضخامت پوشش‌ها، ۴۲ درصد افزایش مقاومت برشی مشاهده شد. این مقاومت برشی نهایی مستقیماً به گسیختگی اتصالات پوشش فولادی با قاب وابسته بود.

جواهری و همکاران [۱۹] مطالعه آزمایشگاهی روی قاب‌های با پوشش ورق گالوانیزه نازک فولادی تحت بارگذاری چرخه‌ای با پیکربندی‌های مختلف از پیچ‌ها و استادهای انجام دادند. براساس نتایج حاصل از آزمایشات، آنها افزایش ضریب رفتار^{۱۰} آئین‌نامه AISI را برای این قاب‌ها از ۶/۵ به ۷ پیشنهاد دادند. همچنین استنتاج نمودند که کاهش فاصله پیچ‌ها از ۱۵۰ به ۱۰۰ میلیمتر در حالت استاد انتهایی تک حدود ۱۶ تا ۱۸ درصد به مقاومت برشی افزود و هیچ افزایشی برای پنل‌های با استاد دوبل انتهایی دیده نشد. کاهش بیشتر این فاصله (۱۵۰ به ۷۵ میلیمتر) در یک‌چهارم انتهایی طول استادهای مرزی تأثیر قابل توجهی روی مقاومت برشی نداشت. برنامه آزمایش آنها شامل ۲۴ نمونه تمام مقیاس در ۸ پیکربندی مختلف بود که در هر پیکربندی سه نمونه پنل دیواری CFS با ابعاد ۱/۲×۲/۴ متر وجود داشت.

با انجام تعدادی آزمایش روی دیوارهای فولادی سردنوردشده با پوشش ورق فولادی موجدار توسط ژانگ و همکاران [۲۰] نشان داده شد که بار ثقلی در سطح بار سرویس، افزایشی را در سختی اولیه و مقاومت برشی ایجاد نمود.

برای بررسی عملکرد جانبی قاب‌های فولادی سبک دارای پوشش تخته سیمان الیافی (FCB^{۱۱}) با ضریب رفتار اندک ($R=2/5$)، مطالعه آزمایشگاهی توسط زینلیان و رونق [۲۱] انجام شد و یک سیستم FCB مطمئن‌تر شامل استفاده همزمان از تخته سیمانی الیافی در یک سمت و بادبند تسمه‌ای ضربدری در سمت دیگر با ضریب رفتار بزرگتر ($R=5$) توسط آنها پیشنهاد شد.

دیوار برشی جدید فولادی سردنوردشده پوشیده‌شده بوسیله بتن اسفنجی سبک و پرمقاومت (HLFC^{۱۲}) با پنل‌های کاهگلی توسط ژو و همکاران [۲۲، ۲۳] مطرح و گزارش نمودند این پوشش جدید مقاومت جانبی دیوار برشی را افزایش و مود گسیختگی را از ترد به شکل‌پذیر (گسیختگی نرم) تغییر داده است.

⁹ Studs

¹⁰ Seismic Response Modification Factor (R)

¹¹ Fiber Cement Boards

¹² High-Strength Lightweight Foamed Concrete

۲-۱- استانداردها

مؤسسه AISI از مراکز پیشرو در زمینه تحقیق و بررسی سیستم قاب‌های فولادی سبک، استانداردهای متعددی [۲۴،۲۵] برای قاب‌های فولادی سبک منتشر نموده است. با این حال هنوز تمام سیستم‌های دیوار برشی فولادی سردنورد شده که در صنعت خانه‌سازی مورد استفاده قرار می‌گیرند را پوشش نداده‌اند. این استانداردها به غیر از رعایت ضوابط کلی برای دیوارهای برشی هنگامی که ضریب رفتار R کوچکتر از ۳ لحاظ شده باشد الزام دیگری ندارند و در صورت لحاظ کردن ضریب رفتار بزرگتر از ۳ الزامات اضافه‌تری را خصوصاً برای بخش‌هایی از دیوار که نیروی بالابرنده^{۱۳} را تحمل می‌کنند و نیز برای اعضای مرزی یا پیرامون بازشوها اعمال داشته‌اند اما هنوز تمامی دیوارهای برشی سردنورد شده از جمله دیوار برشی SPS-CFS را پوشش نداده‌اند. از دیگر مراکز آمریکایی که ضوابط لرزه‌ای در زمینه سیستم فولادی سردنورد شده نظیر FEMA 450 [۲۶] و FEMA P750 [۲۷] به چاپ رسانده، مرکز NEHRP^{۱۴} است. در آئین‌نامه^{۱۵} این مرکز تصریح گردیده که طراحی لرزه‌ای اعضای قاب‌های فولادی سبک باید الزامات آئین‌نامه AISI را برآورده نماید درحالی که تنش مجاز و سطوح بار این دو آئین‌نامه با یکدیگر سازگار نیستند و بنابر این تعدیل و تنظیم مقررات AISI برای استفاده با FEMA ضروری است. اگرچه این آئین‌نامه نیز ضریب رفتار بسیاری از سیستم‌های فولادی سردنورد شده را ارائه داده اما بسیاری از سیستم‌های مختلف که در عمل مورد استفاده قرار گرفته‌اند را پوشش نداده و برای سیستم‌های ذکر نشده در این آئین‌نامه، طراح باید بالاجبار از ضریب $R=3$ استفاده نماید که گاهی ممکن است به دلیل برش پایه بزرگتر منجر به طرحی غیراقتصادی و تأمین مقاومت جانبی غیرضروری شود. از دیگر آئین‌نامه‌های آمریکا در زمینه سازه فولادی سردنورد شده، 809-07 TI^{۱۵} [۲۸] است که در سطح گسترده‌ای توسط یگان‌های مهندسی ارتش آمریکا مورد استفاده قرار گرفته است. اگرچه این آئین‌نامه، توصیه‌هایی عمومی برای طراحی لرزه‌ای دیوارهای برشی سردنورد شده عرضه داشته، اساساً کانون توجه آن بر روی پیکربندی تسمه‌قطری است. بنابر این فقط برای پنل‌های برشی سردنورد شده با تسمه‌قطری ضریب رفتار ۴ را پیشنهاد داده است.

در استاندارد سازه‌های فولادی سردنورد شده کشور استرالیا AS/NZS 4600-05 [۲۹] ضریب رفتار سازه فولادی سردنورد شده نباید بزرگتر از ۲ باشد مگر طور دیگری تعیین شده باشد. به هر حال استرالیا کشوری است در ناحیه^{۱۶} با لرزه‌خیزی کم که اغلب بار باد در طراحی ساختمان‌های فولادی سبک حاکم است و بنابر این مقدار پایین ضریب رفتار اثری روی طراحی ندارد.

مرور پژوهش‌ها و منابع موجود نشان می‌دهد توافق عمومی و همه‌جانبه‌ای در مورد ضریب رفتار دیوارهای فولادی سردنورد شده وجود ندارد و درحالی که مطالعات زیادی مواد و مصالح سنتی را بررسی کرده‌اند، پتانسیل سرامیک‌های پرمقاومت نسل جدید مثل پسران برای بهبود رفتار لرزه‌ای و کاهش زمان اجرا و هزینه‌ها مطالعه نشده است. پیشرفت‌های صنعت سرامیک می‌تواند حرکت جدیدی را برای ارتقای عملکرد لرزه‌ای دیوارهای CFS فراهم آورد.

این مقاله با پیشنهاد پوشش جدید پسرانی برای قاب‌های فولادی سبک، دیوارهای برشی SPS-CFS را مورد بررسی آزمایشگاهی قرار داده است. پژوهش حاضر بر پایه‌های بنیادینی که یو و همکاران [۳۰] و لی و همکاران [۳۱] ارائه کرده‌اند بنا شده و در عین حال عرصه طراحی را به حوزه‌های بکر پوشش‌های سرامیکی گسترش می‌دهد. این پژوهش بررسی تأثیرات تغییر راستای نوارهای پوشش، دبل شدن استاد میانی، به‌کارگیری بست انسجام‌دهنده اضافه در بالا و پایین بست انسجام‌دهنده وسط و تحلیل اثر بار ثقلی را شامل شده و پیشنهادهای کاربردی برای بهبود طراحی و اجرا در مناطق لرزه‌خیز ارائه نموده است. یافته‌ها نشان داده‌اند ضریب رفتار پیکربندی‌های آزمایش شده بدون اعمال بار ثقلی در اثر تغییر راستای نوارهای پوشش، دبل شدن استاد میانی، به‌کارگیری بست‌های انسجام‌دهنده اضافه به ترتیب ۲۵، ۳۵ و ۱۴ درصد دچار تغییر شده اما تحت اعمال بار ثقلی این تغییر کاهش داشته و به ترتیب ۰، ۲/۵ و ۷- درصد شده است که ناچیزند. بعلاوه اعمال بار ثقلی تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر میانگین ضریب رفتار و میانگین سایر مشخصه‌های لرزه‌ای (مگر بیشینه ارتفاع مجاز) پیکربندی‌های مختلف نداشته است و ضریب رفتار گروه (میانگین ضریب رفتار پیکربندی‌های گوناگون) برای هر دو گروه یکسان و تقریباً ۴ برآورد شده است. نتایج کامل حاصل از مطالعه در بخش ۵ عنوان شده‌اند.

¹³ Uplift¹⁴ National Earthquake Hazard Reduction Program¹⁵ Technical Instructions

۳-۱- تئوری محاسبه ضریب رفتار

برای ایمن و اقتصادی نمودن طرح به نحوی که سازه در زلزله‌های کوچک و متوسط آسیب نبیند و در زلزله‌های بزرگ دچار ناپایداری و فروریزش نشود نیروی زلزله تا جای ممکن توسط طراحان سازه کاهش داده می‌شود و از ظرفیت شکل‌پذیری و توان اتلاف انرژی سازه استفاده می‌شود. این کاهش از طریق پارامتری به نام ضریب رفتار (R) صورت می‌گیرد. ضریب رفتار از دو جزء اصلی شامل ضریب کاهش شکل‌پذیری (R_d) و مقاومت افزون (Ω_0) تشکیل می‌گردد که در رابطه (۱) تعریف شده است [۲۶، ۲۷، ۳۲]:

$$R = R_d \times \Omega_0 \quad (1)$$

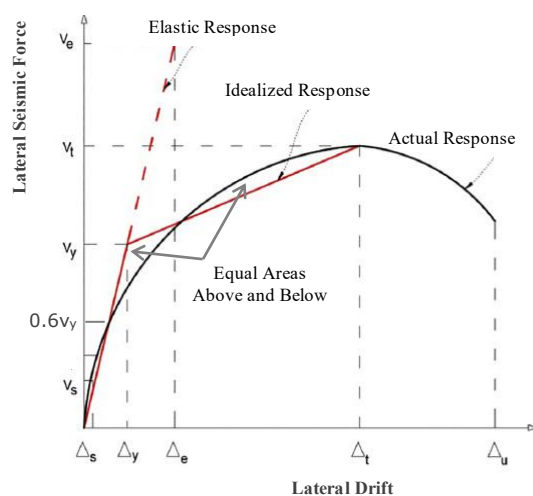
این اجزا طبق روابط (۲) و (۳) و با توجه به شکل ۱ تعریف شده‌اند و رابطه (۴) برای محاسبه R نتیجه‌گیری شده است. در این شکل منحنی‌های رفتار واقعی، رفتار خطی الاستیک معادل و رفتار ایده‌آل دوخطی ترسیم شده‌اند و نحوه دوخطی کردن منحنی رفتار واقعی نشان داده شده است. برای دوخطی کردن منحنی رفتار واقعی از روش پاولی (Paulay) توسط برخی محققین استفاده شده است [۱۷، ۳۳]. در این تحقیق برای تعیین منحنی رفتار ایده‌آل دوخطی سازه از روش توصیه‌شده توسط FEMA 356 [۳۴] که مورد استفاده بسیاری از محققین بوده استفاده شده است.

$$R_d = \frac{V_e}{V_y} \quad (2)$$

$$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_s} \quad (3)$$

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

پارامترهای V_e ، V_y و V_s به ترتیب مقاومت الاستیک، مقاومت تسلیم ایده‌آل و مقاومت نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه می‌باشند. در شکل ۱ نحوه دوخطی کردن منحنی رفتار به روش FEMA نشان داده شده است. منحنی ایده‌آل از دو خط تشکیل شده که بر مبنای تساوی سطح زیر منحنی واقعی با منحنی ایده‌آل به روش ترسیمی تکراری (سعی و خطا) تعیین می‌گردد. خط اول از محل تلاقی



شکل ۱: نمایش رفتار واقعی و ایده‌آل شده یک سازه به روش FEMA

نقطه صفر و نقطه روی منحنی واقعی با مقاومت $(\gamma/61)$ عبور کرده و خط دوم نیز متصل کننده انتهای خط اول در مقاومت (γ) به نقطه‌ای روی منحنی واقعی در تغییر مکان هدف (Δ_f) می‌باشد. لازم به ذکر است در تعیین منحنی ایده‌آل، مقاومت تسلیم (V_y) نباید بیشتر از نیروی برشی پایه منحنی واقعی نیرو-جابجایی^{۱۶} سازه در نظر گرفته شود. در این تحقیق با رعایت حداکثر تغییر مکان نسبی مجاز طبقه $(0.025H)$ طبق FEMA 450 [۲۶]، تغییر مکان هدف برابر با ۶۰ میلیمتر یا برابر با جابجایی متناظر ۲۰٪ آفت مقاومت، هر کدام که زودتر اتفاق افتاده در نظر گرفته شده است.

در سازه‌ها ظرفیت تغییر شکل غیر ارتجاعی به کمک ضریب شکل‌پذیری^{۱۷} (μ) بیان می‌شود. ضریب R_d به خواص سازه‌ای از جمله شکل‌پذیری، استهلاک، پیوند طبیعی سازه و جنس بستر زمین بستگی دارد [۳۵، ۳۶]. برخی محققین از جمله نیومارک و هال [۳۷] و میراندا و برترو [۳۶] روابط ویژه‌ای را برای تعیین R_d توسعه داده‌اند. به‌عنوان مثال نیومارک و هال [۳۷] مجموعه روابطی برای R_d برحسب μ و پیوند طبیعی (T) پیشنهاد نموده‌اند که به‌طور گسترده‌ای توسط محققین مختلف مورد پذیرش و استفاده قرار گرفته است [۳۸]. در این روابط μ طبق رابطه (δ) تعریف شده که نسبتی از حداکثر جابجایی سازه (Δ_{max}) به جابجایی متناظر با نقطه تسلیم ایده‌آل سازه (Δ_y) است. برای دامنه‌های مختلفی از T ، مجموعه روابط نیومارک-هال طبق رابطه (ϵ) می‌باشد [۳۷].

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

$$R_d = \begin{cases} \mu & T > 0.5 \text{ Sec} \\ \sqrt{2\mu - 1} & 0.1 < T < 0.5 \text{ Sec} \\ 1 & T < 0.03 \text{ Sec} \end{cases} \quad (6)$$

بنابر این R_d هم از روش هندسی با استفاده از شکل ۱ و هم روش نیومارک-هال قابل تعیین است و توافق خوبی بین دو روش وجود دارد [۳۸]. از اینرو رابطه (ϵ) (با لحاظ داشتن پیوند طبیعی سازه LSF بین اعداد ۰/۱ و ۰/۵ ثانیه [۵، ۳۸]) می‌تواند برای تشخیص R_d مناسب باشد. تعیین پارامتر V_s از جمله موارد مورد بحث محققان در طول سال‌های اخیر است. این پارامتر برابر با کوچکترین بار تسلیم، از طریق محاسبه معکوس برای تعیین ظرفیت طراحی قاب‌های آزمایش شده با مشاهده اولین تسلیم بارز قابل ارزیابی است [۱۹].

۲- مقدمات برپایی آزمایش

۲-۱- امکانات و تجهیزات

نمای کلی از امکانات و تجهیزات آزمایش همراه با شرایط تکیه‌گاهی نمونه مورد آزمایش در شکل ۲ نشان داده شده است. این تجهیزات قادر به نگهداری نمونه با حداکثر ابعاد $2/4 \times 2/4$ متر است. هر نمونه روی دستگاه مابین تیر تکیه‌گاهی ثابت در بالا و تیر باربر صلب در پایین قرار گرفت. هر کدام این دو تیر با چهار بولت نگهدارنده پرمقاومت M16 در نزدیکی استادهای کناری و میانی به تراک^{۱۸} سمت خود بسته شده و ترکیب مستحکمی از پیچ و مهره برای اطمینان از عدم لغزش بین تراک و تیر ایجاد نمودند. همچنین از چهار لچکی نگهدارنده به‌منظور کاهش احتمال واژگونی و تأمین مسیر بار مناسب از نگهدارنده‌ها به استاداها استفاده شد. جابجایی افقی تراک پائین با حسگر حرکتی^{۱۹} (LVDT) اندازه‌گیری شده است. قابل ذکر است که با نظارت بر لغزش دیوار، جابجایی‌ها نسبت به پای دیوار (تیر تکیه‌گاهی بالا) اندازه‌گیری شده‌اند و تمام اطلاعات از حسگر حرکتی و حسگر بار (Load Cell) به کامپیوتر منتقل گردیده‌اند به‌طوری‌که

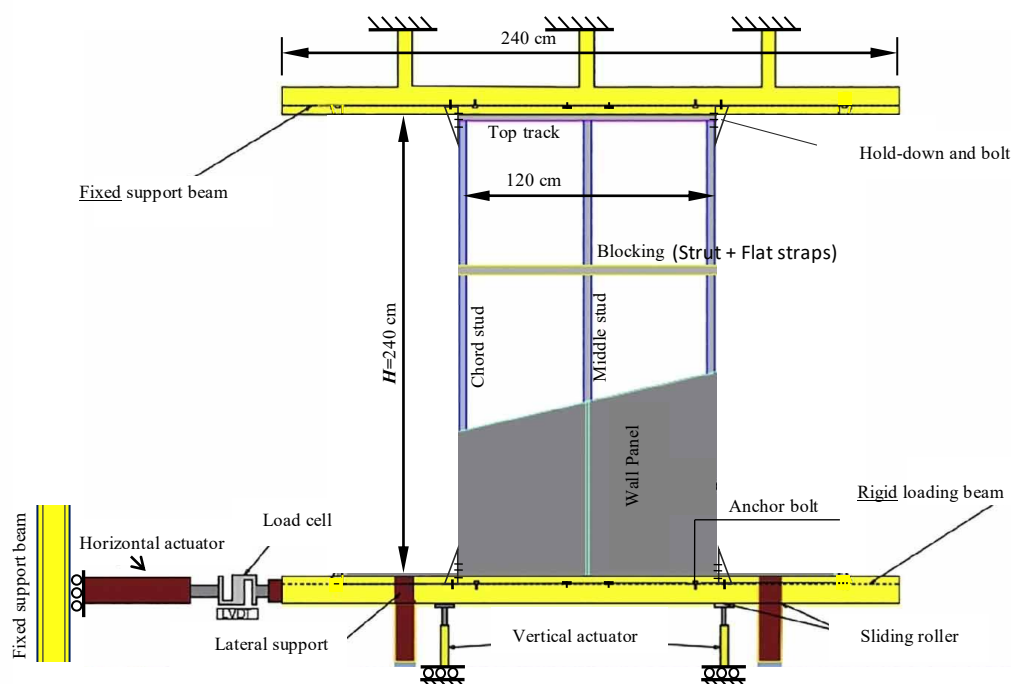
¹⁶ Load-Displacement Curves

¹⁷ Ductility

¹⁸ Track

¹⁹ Linear Variable Displacement Transducer

نیازی به یادداشت به صورت دستی نداشتند. این اطلاعات در رسم منحنی نیرو-جابجایی نمونه‌ها مورد استفاده قرار گرفته‌اند. همزمان با بارگذاری جانبی، امکان اعمال بار ثقلی یکنواخت به نمونه از طریق تیر باربر صلب پائینی توسط دو عدد جک هیدرولیکی قائم با ظرفیت 200 kN وجود داشت. غلتک ریلی بین این جک‌ها و قسمت تحتانی تیر باربر نصب شده بود تا اعمال بار ثقلی همزمان با جابجایی جانبی میسر گردد. محرک افقی به صورت لولایی-لغزشی به تیر باربر متصل شده بود به طوری که جابجایی قائم و چرخش مربوطه بین آنها آزاد باشد. این مجموعه تجهیزات جامع امکان آنالیز رفتار سازه تحت بار لرزه‌ای را فراهم آوردند.



شکل ۲: شماتیک کلی تجهیزات آزمایش و شرایط تکیه‌گاهی.

۲-۲- الگوی بارگذاری^{۲۰}

۲-۲-۱- بار جانبی

الگوی بارگذاری استفاده شده در این تحقیق اعمال تغییرمکان جانبی براساس روش B استاندارد ASTM E2126-07 [۳۹] است که شامل یک چرخه کامل 0.5 ، 1 ، 2 ، 3 و 4 میلیمتر و سه چرخه کامل 8 ، 16 ، 24 ، 32 ، 40 ، 48 ، 56 ، 64 و 72 میلیمتر می‌باشد مگر قبلاً گسیختگی یا افت مقاومت قابل توجهی رخ داده باشد. دامنه‌های مذکور مربوط به $1/25$ ، $1/5$ ، 5 ، $2/5$ ، 10 ، 20 ، 40 ، 60 ، 80 ، 100 ، 120 ، 140 و 180 درصد تغییرمکان جانبی نهایی دیوارها می‌باشند.

قابل توجه است در روش B آئین‌نامه ASTM [۳۹] تصریح شده است که دامنه چرخه‌ها باید کسری از جابجایی نهایی یکنواخت انتخاب شوند. چنانچه جابجایی نهایی یکنواخت به کار گرفته شود با توجه به اینکه هر نمونه جابجایی نهایی مربوط به خودش را دارد الگوی بارگذاری نمونه‌ها متفاوت از یکدیگر می‌گردد. نظر به اینکه این مطالعه پیکربندی‌های مختلفی را به مقایسه گذاشته و لازم است برای دیوارهای مختلف از دامنه‌های چرخه‌ای یکسانی استفاده شود، از اینرو روش B با دامنه‌ای مستقل از آزمایش یکنواخت مورد استفاده قرار گرفت. حداکثر دامنه جابجایی بازوی دستگاه 75 mm است و این دامنه با توجه به حداکثر دریفت نسبی مجاز $2/5$ (60 mm)، کافی

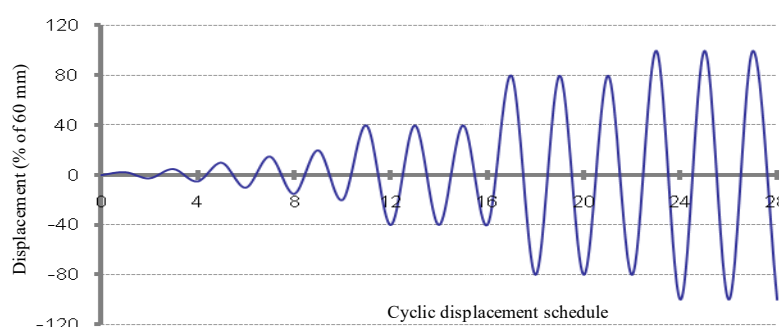
²⁰ Loading Protocol

می باشد [۲۶]. سرعت بارگذاری دستگاه حدود 2 mm/s است که در محدوده توصیه شده $1-63 \text{ mm/s}$ قرار دارد [۳۹]. جدول ۱ حاوی اطلاعات الگوی بارگذاری اعمال شده در این مطالعه می باشد. الگوی بارگذاری اعمال شده به نمونه ها در شکل ۳ به صورت نمودار ترسیم شده است و تعداد چرخه بارگذاری در هر گام را هم نشان می دهد.

جدول ۱: دامنه چرخه های بارگذاری جانبی

گام (Loading Step)	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
درصد جابجایی در ASTM	۱/۲۵	۲/۵	۵	۷/۵	۱۰	۲۰	۴۰	۶۰
درصد جابجایی در این تحقیق	۲/۵	۵	۱۰	۱۵	۲۰	۴۰	۸۰	۱۲۰*
دامنه هر چرخه (mm)	۱/۵	۳	۶	۹	۱۲	۲۴	۴۸	۷۲*

*با توجه به محدودیت حرکت جک دستگاه و نیز حداکثر جابجایی مجاز (60 mm)، در این گام جابجایی 60 mm به جای 72 mm اعمال شده است.



شکل ۳: نمودار الگوی بارگذاری جانبی.

۲-۲-۲- بار ثقلی

قبل از اعمال جابجایی جانبی، بار محوری ثقلی ثابت 40 kN بر تراک پائینی نمونه های گروه G اعمال شده است. این مقدار، حداکثر بار قائمی است که توسط تمام نمونه ها بدون ایجاد کمناش های موضعی قابل تحمل است و قبلا با انجام آزمایش فشاری یکنواخت (اعمال بار ثقلی خالص افزایشده) بر روی نمونه های مشابه لخت (قاب بدون پوشش یا عبارتی در این تحقیق قاب بدون عنصر مقاوم جانبی) به دست آمده که تقریبا برابر با مقاومت مجاز فشاری هر قاب لخت ($0.6P_n$ × تعداد استادهای قاب) است و P_n مقاومت فشاری اسمی استاد (عضو فشاری جدار نازک) می باشد [۴۰، ۴۱].

۳- برنامه آزمایش

هشت نمونه دیوار برشی فولادی سردنورد شده تمام مقیاس با ابعاد $1/2 \times 2/4$ متر ($2/4$ متر ارتفاع) و با سایر مشخصات بیان شده در جدول ۲ برای بررسی پاسخ جانبی هیستریزس پیکربندی های گوناگون با تأکید بر نقش بار ثقلی طرح و برنامه ریزی شدند. در ساخت نمونه ها از مقاطع فولادی سردنورد شده با مشخصات مکانیکی طبق جدول ۳ برای اعضای قاب استفاده شده است. ضخامت ورق استفاده شده در تولید مقاطع $0/7 \text{ mm}$ است. قطعات سرامیک پرسلان با ابعاد $60 \times 120 \text{ cm}$ برای پوشش یک سمت دیوار و گچ برگ (کناف) یکپارچه به ضخامت $12/5 \text{ mm}$ در سمت دیگر به کار رفته اند. تمام اتصالات از نوع پیچی است. مقاومت کششی پیچها $11/9 \text{ MPa}$ و مقاومت برشی آنها $6/8 \text{ MPa}$ است و سایز پیچها به اندازه ای انتخاب شده که بعد از سفت شدن حداقل سه گام از ورق عبور کرده است. تمام اعضا شامل تراکها و استادهای در قابها با پیچ به یکدیگر متصل شدند به طوری که این اتصالات قادر به انتقال لنگر خمشی نیستند. به همین دلیل این قابهای لخت فاقد هرگونه مقاومت جانبی هستند و پوشش دو طرف آنها نقش مهار و تأمین مقاومت جانبی این دیوارها را دارد. هر نمونه پس از ساخته و تهیه شدن در آزمایشگاه مرکز تحقیقات سازه و زلزله دانشگاه آزاد تفت بر روی تجهیزات مذکور سوار شده و تحت بارگذاری جانبی مورد آزمایش قرار گرفته است.

جدول ۲: جزئیات پیکربندی نمونه‌ها

نام	ابعاد پنل	ابعاد اسمی	تعداد	فاصله استادهای	تعداد	راستای	تعداد ردیف	بار ثقلی	شکل مربوطه
پنل دیوار	(cm)	قطعات پوشش (cm)	استاد کناری	کناری تا میانی (cm)	استاد میانی	نوار پوشش	بست میانی (Blocking)	(kN)	
S-H-3-Z	۱۲۰×۲۴۰	۶۰×۱۲۰	دوید	۶۰	تک	افقی	۳	۰	شکل ۴-A
D-H-3-Z	۱۲۰×۲۴۰	۶۰×۱۲۰	دوید	۶۰	دوید	افقی	۳	۰	شکل ۴-B
D-V-3-Z	۱۲۰×۲۴۰	۶۰×۱۲۰	دوید	۶۰	دوید	قائم	۳	۰	شکل ۴-C
D-V-1-Z	۱۲۰×۲۴۰	۶۰×۱۲۰	دوید	۶۰	دوید	قائم	۱	۰	شکل ۴-D
S-H-3-G	۱۲۰×۲۴۰	۶۰×۱۲۰	دوید	۶۰	تک	افقی	۳	۴۰	شکل ۴-A
D-H-3-G	۱۲۰×۲۴۰	۶۰×۱۲۰	دوید	۶۰	دوید	افقی	۳	۴۰	شکل ۴-B
D-V-3-G	۱۲۰×۲۴۰	۶۰×۱۲۰	دوید	۶۰	دوید	قائم	۳	۴۰	شکل ۴-C
D-V-1-G	۱۲۰×۲۴۰	۶۰×۱۲۰	دوید	۶۰	دوید	قائم	۱	۴۰	شکل ۴-D

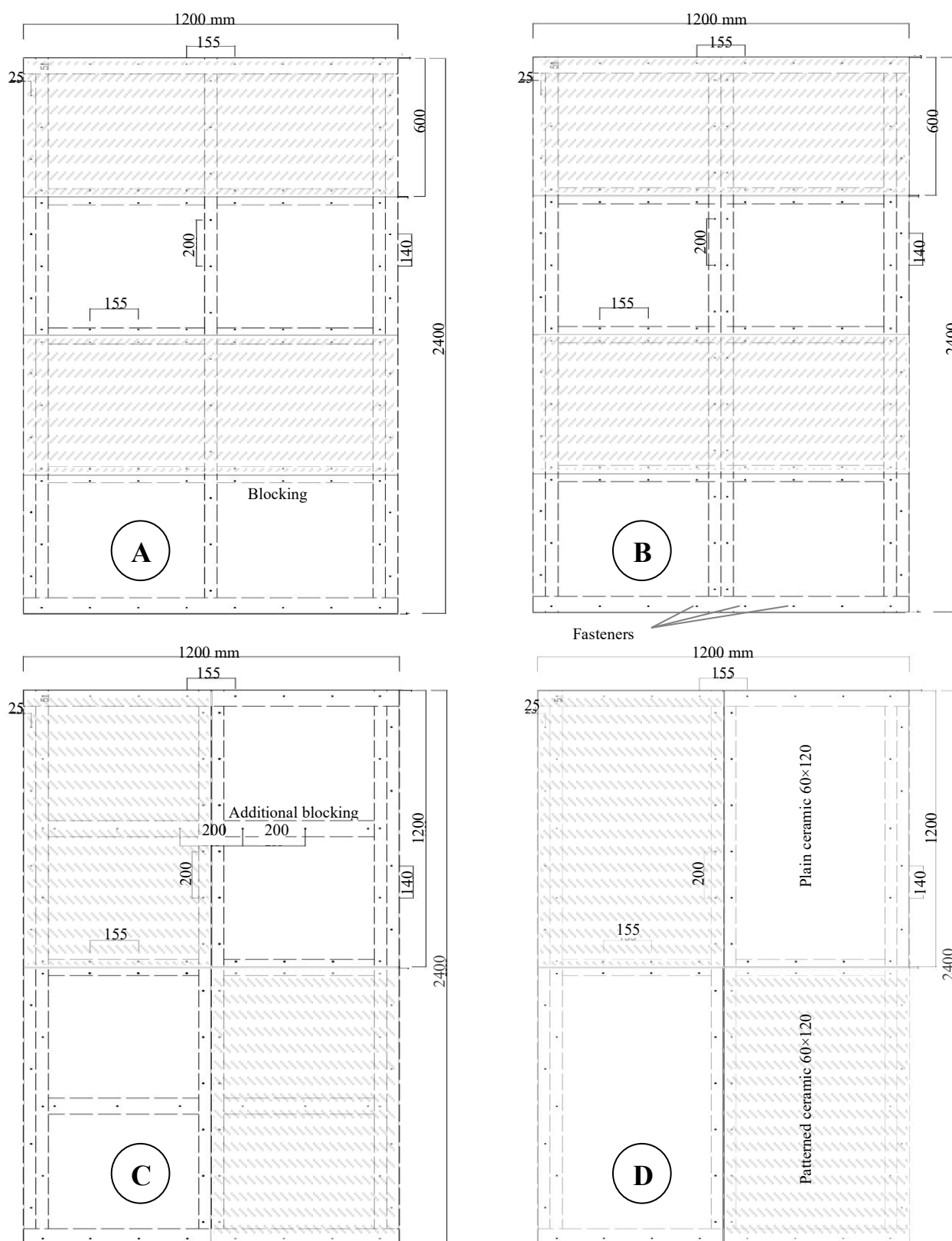
جدول ۳: مشخصات مکانیکی مقاطع فولادی

Nominal grade	۵۵۰ MPa	Yield strain	۰/۰۰۴۵
Nominal thickness	۰/۷ mm	Ultimate stress, F_u	۶۱۷ MPa
Elastic modulus	۱۶۹ GPa	Ultimate strain	۰/۰۲۸۶
Yield stress, F_y	۵۹۲ MPa	F_u/F_y	۱/۰۴

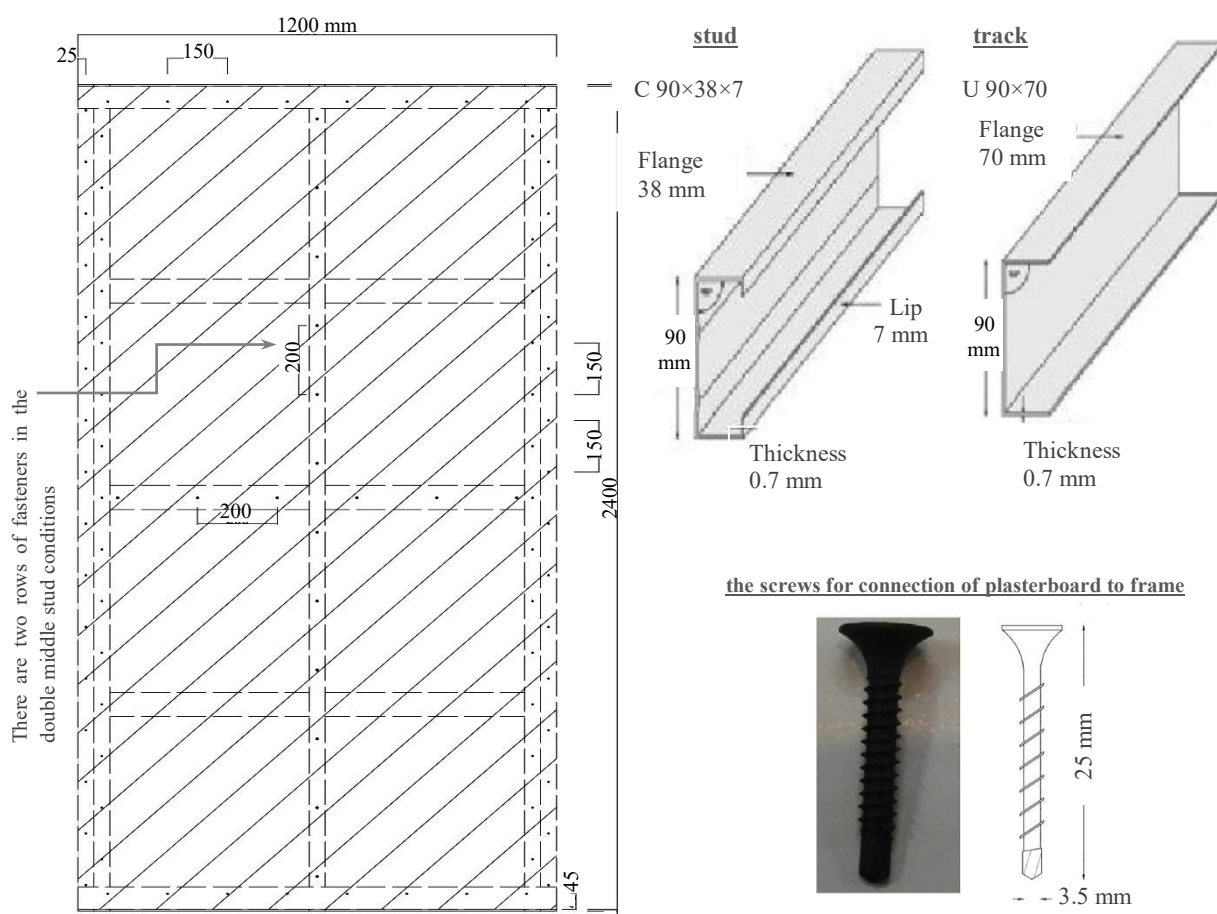
به دلیل عدم استفاده از قشر نازک کشسان و چسبیده در سطح پشت قطعات پرسلان و برای جلوگیری از ریزش یا جداسدن تکه‌های گسیخته شده پرسلان از دیوار، پس از پیچ کردن قطعات پوشش، درز بین سرامیک و قاب در چهار ضلع دیوار و همچنین درز بین سرامیک‌های مجاور با چسب سیلیکونی پر شده‌اند. شکل ۴ نمای سمت پوشش پرسلانی نمونه‌ها را با جزئیات مربوطه نشان می‌دهد. پرسلان نسل جدیدی از سرامیک می‌باشد که استحکام خمشی، کششی و فشاری حدود سه برابر سنگ گرانیات را دارا می‌باشد و وزن مخصوصی حدود ۲۵ درصد کمتر از سنگ دارد. بنابر این با ضخامت و وزن کمتر، چند برابر مقاومت سنگ را تأمین می‌کند. بعلاوه اینکه برخلاف سنگ، بدلیل صنعتی بودن، فاقد رگه هست و مقاومت یکپارچه و قابل اطمینانی دارد. سرامیک‌های پرسلانی مورد استفاده، ۱۱ mm ضخامت داشته و دارای چگالی 2200 kg/m^3 ، مقاومت کششی $8/5 \text{ MPa}$ و فشاری 130 MPa هستند.

حداقل فاصله مرکز پیچ‌های واقع در لبه صفحات پوشش تا لبه سرامیک برابر با حداکثر ممکن $2/5$ سانتیمتر است تا حداقل فاصله آئین‌نامه‌ای پیچ از لبه مقاطع فولادی نیز رعایت شده باشد. کلاهک پیچ‌ها بعد از اجرا به صورت نمایان باقی مانده‌اند. بدلیل تدری سرامیک احتمال ترک خوردن صفحات پوشش وجود دارد بنابر این هرچقدر فاصله پیچ‌های اتصال کمتر شود نقاط تکیه‌گاهی و درجه نامعینی این قطعات بیشتر می‌شود و احتمال ناپایداری و جداسدن آنها از دیوار کاهش می‌یابد. فاصله پیچ‌های لبه صفحات پوشش به‌طور معمول نزدیک ۱۵ سانتیمتر و فاصله پیچ‌های قسمت میانی صفحات پوشش ۲۰ سانتیمتر بود [۴۱]. پیچ‌های استفاده شده در ساخت نمونه‌ها در شکل‌های ۵ و ۶ نمایش داده شده‌اند. شکل ۵ نمای سمت کناف همراه با جزئیات از جمله مشخصات مقاطع مورد استفاده در قاب‌ها و شکل ۶ نحوه اتصال بست‌های تسمه‌ای به بست انسجام‌دهنده و استادهای را نشان می‌دهد.

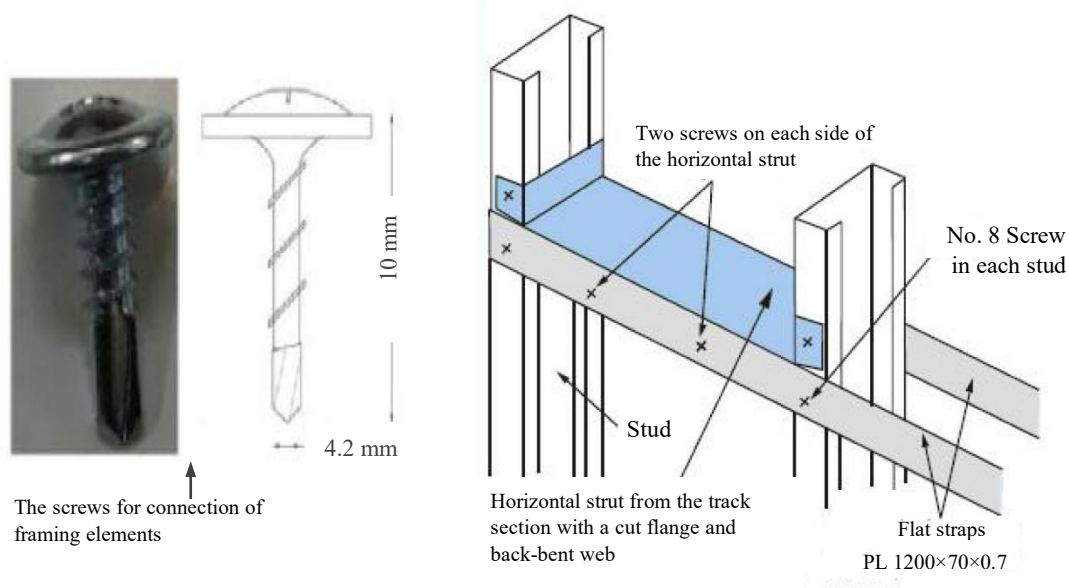
در جدول ۲ نامگذاری نمونه‌ها از چهار بخش تشکیل شده که از چپ به راست، اولی نشان‌دهنده تعداد استاد میانی است (S معرف استاد تک و D معرف استاد دوید)، دومی بیانگر راستای نوارهای پوشش (H برای راستای افقی و V برای راستای عمودی)، سومی مشخص کننده تعداد ردیف افقی بست انسجام‌دهنده در ارتفاع دیوار است. مجموع این سه، مشخص کننده پیکربندی نمونه است و چهارمین بخش تعیین کننده گروه است (نمونه‌های تحت اعمال بار قائم در گروه G و بدون اعمال بار قائم در گروه Z قرار دارند). به‌طور مثال D-V-3-Z نمونه پنبلی با پیکربندی D-V-3 از گروه Z و دارای استاد میانی دوید است که قطعات پوشش آن در دو نوار قائم قرار دارند و در ارتفاع دارای سه ردیف بست انسجام‌دهنده افقی است. بست ردیف وسط همچنانکه در شکل ۴ پیدا است الزاماً [۴۱] در وسط ارتفاع دیوار واقع است و دو ردیف دیگر نیز به فواصل یکسان در بالا و پایین آن واقع‌اند. در این نمونه به دلیل عدم وجود درز افقی پوشش در فواصل یادشده نیازی به این دو ردیف بست نبوده اما برای امکان انجام مقایسه بین قاب‌ها این دو ردیف بست انسجام‌دهنده اضافه تعبیه شده‌اند و تأثیرشان



شکل ۴: جزئیات نمونه‌ها از سمت پوشش پرسی (اعداد به mm).



شکل ۵: نمای سمت کناف همراه با مشخصات مقاطع به کار رفته در قاب و سایر جزئیات (اعداد به mm).



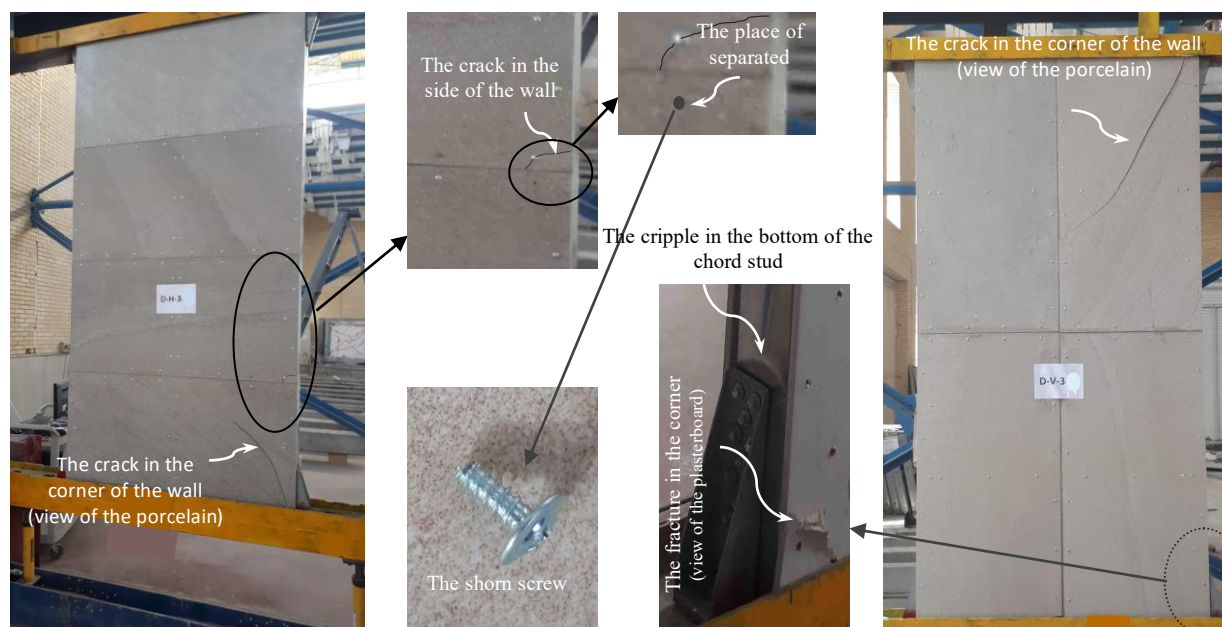
شکل ۶: اتصال بست‌های تسمه‌ای به بست انسجام‌دهنده و استاداها با پیچ‌های خودکار.

بررسی شده است. در نمونه D-H-3-Z یا D-H-3-G با چهار نوار پوشش افقی، از سه ردیف بست انسجام‌دهنده الزاماً [۴۱] در محل‌های درز افقی پوشش استفاده شده است. در سمت پوشش پسران از بست تسمه‌ای در تمام ردیف‌های بست انسجام‌دهنده استفاده شده و در سمت دیگر به دلیل یکپارچه‌بودن پوشش کناف نیازی به بست تسمه‌ای نبوده و در این سمت الزاماً [۴۱] فقط در ردیف وسط، بست تسمه‌ای وجود داشته است. توضیحاً اینکه رعایت الزامات آئین‌نامه‌ای نظیر الزامات یادشده از مرجع ۱۲ در ساخت نمونه‌های مورد آزمایش الزامی نبوده بلکه برای یادآوری مورد اشاره قرار گرفته‌اند. تمام استادهای کناری در نمونه‌ها به صورت دابل بوده‌اند.

۴- نتایج آزمایش

۴-۱- مودهای گسیختگی

شکل ۷ انواع مودهای گسیختگی مشاهده‌شده را نشان می‌دهد. گستردگی یا تعداد، نوع و جابجایی اعمال‌شده در زمان وقوع گسیختگی‌ها در جدول ۴ یادداشت شده است.



شکل ۷: مودهای گسیختگی در مدت بارگذاری.

نتایج حاصل از مشاهدات در مدت آزمایش نمونه‌های گروه Z بدین شرح است که گسیختگی اغلب با ترک خوردن گوشه‌های کناف در جابجایی ۴۸ mm (گام هفتم بارگذاری) آغاز شده به جز نمونه D-V-1-Z که به دلیل عدم وجود بست‌های انسجام‌دهنده اضافه، در مقایسه با نمونه D-V-3-Z زودتر و در جابجایی ۲۴ mm رخ داده است. ترک خوردگی پوشش پسران در نمونه‌های با نوار پوشش افقی در جابجایی ۴۸ mm آغاز شده اما در نمونه‌های با نوارهای قائم دیرتر و در جابجایی ۶۰ mm اتفاق افتاده است. از این مشاهدات چنین برمی‌آید که استفاده از کناف در سمت مقابل سرامیک پسران باعث پیدایش زود هنگام گسیختگی دیوار شده و بنا بر استدلالی که در بخش‌های بعدی به آن اشاره خواهد شد می‌تواند باعث کاهش بیشینه ارتفاع مجاز سیستم سازه‌ای SPS خالص (بدون هر پوششی به جز پسران در سمت مقابل) باشد. سطح خرابی نمونه‌های D-H-3-Z و D-V-3-Z یکسان بوده و از طرفی بیشترین تعداد یا گستردگی خرابی مربوط به نمونه S-H-3-Z بوده که استفاده از استاد میانی تک باعث آن شده است. میزان خسارت پوشش کناف حساسیت چندانی به تغییر پیکربندی نداشته ولی پوشش پسران، در درجه نخست به تعداد استاد میانی و در درجه بعد به بست انسجام‌دهنده اضافه بستگی داشته است به طوری که با به کارگیری استاد میانی دابل میزان خسارت قطعات پسران نسبت به حالت به کارگیری استاد میانی تک به بیش از نصف کاهش یافته است. تا قبل از جابجایی ۶۰ mm هیچ‌گونه گسیختگی در اتصالات مشاهده نگردیده و صرفاً در گام آخر (حداکثر جابجایی اعمالی)،

بریده شدن و بیرون آمدن تعداد اندک و انگشت شماری از پیچ‌های اتصال دهنده پرسلان به قاب مشاهده شده‌اند. به غیر از این پیچ‌ها، هیچ عضو یا حتی قطعه‌ای از پرسلان در طی بارگذاری دچار ناپایداری یا فروریزش نگردید و این بیانگر تعداد مناسب پیچ‌های استفاده شده برای اتصال پوشش پرسلان به قاب و کفایت درجه نامعینی قطعات پرسلان است. از میان نمونه‌های آزمایش شده، D-H-3-Z بیشترین مقاومت نهایی را داشته است و همه پیکربندی‌ها دررفت نسبی ۰/۲۵٪ یا نزدیک به آنرا تحمل نموده‌اند.

جدول ۴: خلاصه مشاهدات در مدت بارگذاری نمونه‌ها

پنل	جابجایی متناظر با آغاز گسیختگی بارز (Δ_{cr}) (mm)			تعداد گسیختگی‌ها			Δ_r (mm)	دررفت نسبی (Δ_r/H) (%)	مقاومت نهایی (V_{max}) (kN)
	کناف	پرسلان	پیچ اتصال	در کناف	در پرسلان	مجموع			
S-H-3-Z	۴۸	۴۸	۶۰	۴	۵	۹	۵۴	۲/۳	۲۰/۵
D-H-3-Z	۴۸	۴۸	۶۰	۴	۱	۵	۶۰	۲/۵	۲۱/۴
D-V-3-Z	۴۸	۶۰	۶۰	۴	۱	۵	۵۴	۲/۳	۱۹/۱
D-V-1-Z	۲۴	۶۰	۶۰	۴	۲	۶	۶۰	۲/۵	۲۰/۵
S-H-3-G	۲۴	۴۸	۴۸	۴	۴	۸	۵۸	۲/۴	۲۰/۰
D-H-3-G	۲۴	۴۸	۲۴	۴	۲	۶	۶۰	۲/۵	۲۱/۱
D-V-3-G	۲۴	۴۸	۴۸	۴	۳	۷	۴۸	۲/۰	۱۷/۴
D-V-1-G	۲۴	۴۸	۶۰	۴	۳	۷	۵۱	۲/۱	۱۹/۸

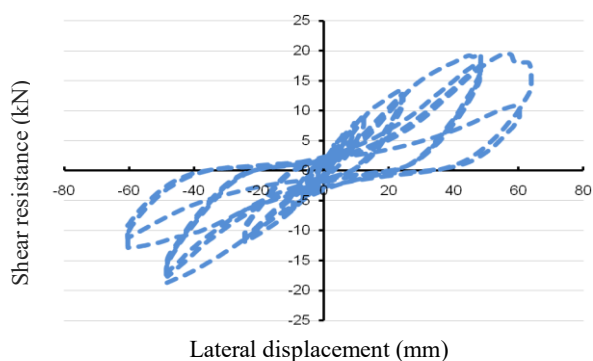
در مورد گروه G، شروع گسیختگی عموماً با ترک خوردن گوشه‌های کناف در جابجایی ۲۴ mm (گام ششم بارگذاری) رخ داده است که در این گام فقط در نمونه D-H-3-G با گسیختگی برشی پیچ‌های اتصال پوشش پرسلان واقع در گوشه قاب نیز همراه بوده است. ترک خوردگی سرامیک‌های پرسلان در جابجایی ۴۸ mm آغاز شده است. در این گروه نیز استفاده از کناف در سمت مقابل پرسلان باعث پیدایش زود هنگام گسیختگی دیوار شده است. گستردگی خرابی نمونه S-H-3-G نسب به بقیه به دلیل استفاده از استاد میانی تک اندکی بیشتر بوده و سایر نمونه‌ها گستردگی خرابی تقریباً یکسانی داشته‌اند. میزان خرابی کناف در این گروه همانند گروه Z حساسیت چندانی به تغییر پیکربندی نداشته و خرابی پرسلان نیز با تغییر تعداد استاد میانی از تک به دو برابر کاهش داشته است. مقایسه آغاز گسیختگی پیچ‌های اتصال پوشش پرسلان در جدول ۴ نشان می‌دهد که شروع این گسیختگی به هر سه پارامتر یعنی تعداد استاد میانی، راستای نوارهای پوشش و تعداد ردیف بست انجام دهنده بستگی داشته است. در این گروه نیز تعداد انگشت شماری از پیچ‌های اتصال دهنده پرسلان به قاب در اثر گسیختگی برشی در گام آخر از دیوار جدا شده‌اند و در طی بارگذاری، ناپایداری یا فروریزش و جداسازی دیگری مشاهده نگردیده است. میان پیکربندی‌های این گروه، D-H-3 بیشترین مقاومت نهایی را داشته و همچنین بیشترین دررفت نسبی (۰/۲۵٪) توسط این پیکربندی تحمل شده است.

۲-۴- محاسبه مشخصه‌های لرزه‌ای

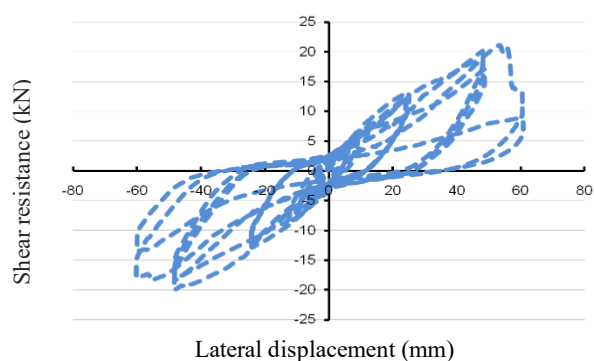
با استفاده از چرخه‌های هیستریزس نیرو-جابجایی حاصل از اطلاعات ثبت شده توسط کامپیوتر تجهیزات آزمایشگاه (شکل ۸)، منحنی پوش هیستریزس (منحنی رفتار واقعی) نمونه‌ها ترسیم شده‌اند. سپس منحنی رفتار ایده‌آل دوخطی نمونه‌ها به روش یاد شده در بخش ۱-۳ ترسیم و در شکل ۹ نشان داده شده‌اند. ضرایب رفتار طبق توضیحات و روابط بخش ۱-۳ در جدول ۵ محاسبه گردیده‌اند و همراه با سایر مشخصه‌های لرزه‌ای مثل ضریب شکل پذیری، مقاومت نهایی، ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان جانبی (C_d)، سختی اولیه (K_i) و اتلاف انرژی (E)، به صورت یکجا و به تفکیک گروه‌ها در جدول ۶ آورده شده‌اند.

انرژی تلف شده توسط نمونه از مجموع مساحت داخل چرخه‌های هیستریزس به دست آمد [۴۲،۴۳]. در این تحقیق، تراز از برش پایه که منحنی رفتار واقعی از منحنی رفتار ایده‌آل دوخطی در راستای محور جابجایی به اندازه $0.05\Delta_r$ فاصله می‌گیرد، بعنوان V_s برای محاسبه ضریب رفتار در نظر گرفته شده و Δ_r جابجایی متناظر با آن می‌باشد.

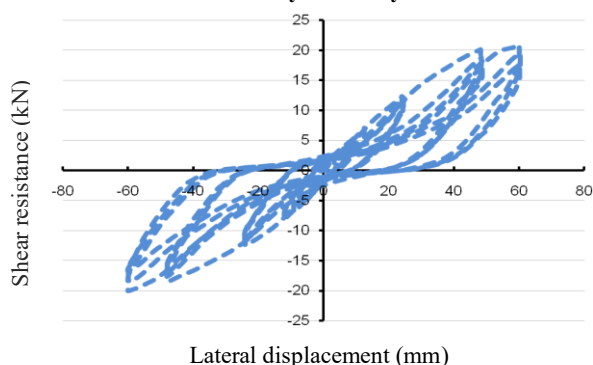
Load-deflection hysteretic cycles D-V-3-Z



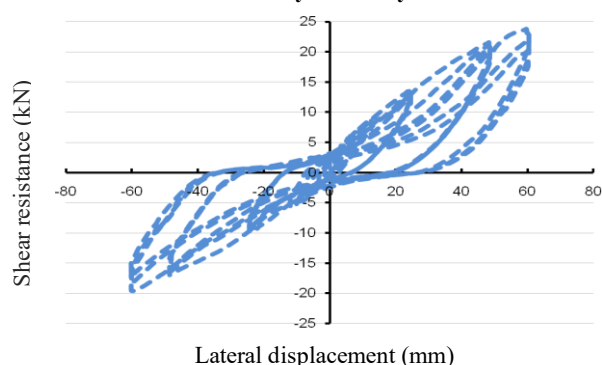
Load-deflection hysteretic cycles S-H-3-Z



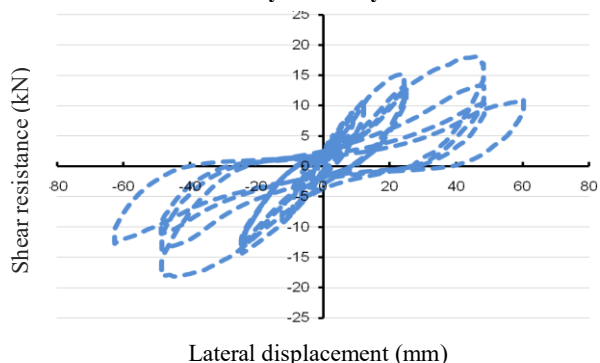
Load-deflection hysteretic cycles D-V-1-Z



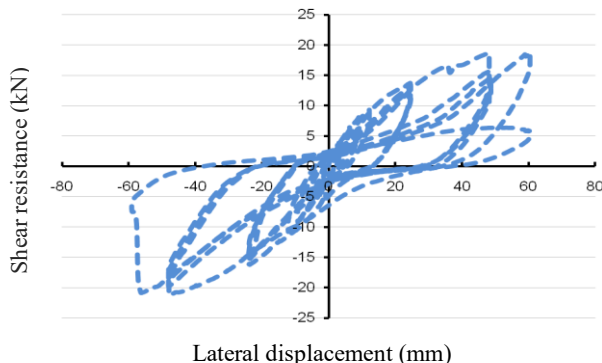
Load-deflection hysteretic cycles D-H-3-Z



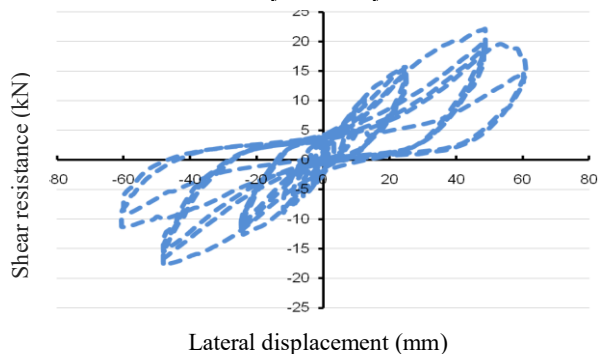
Load-deflection hysteretic cycles D-V-3-G



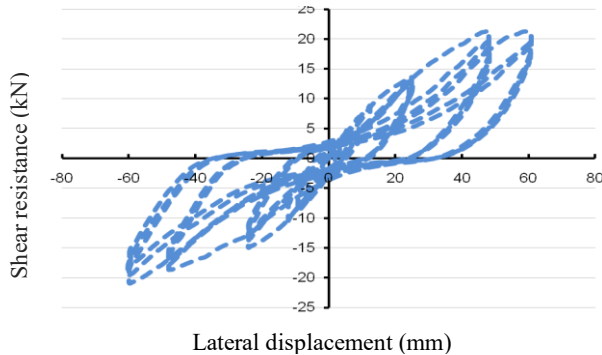
Load-deflection hysteretic cycles S-H-3-G



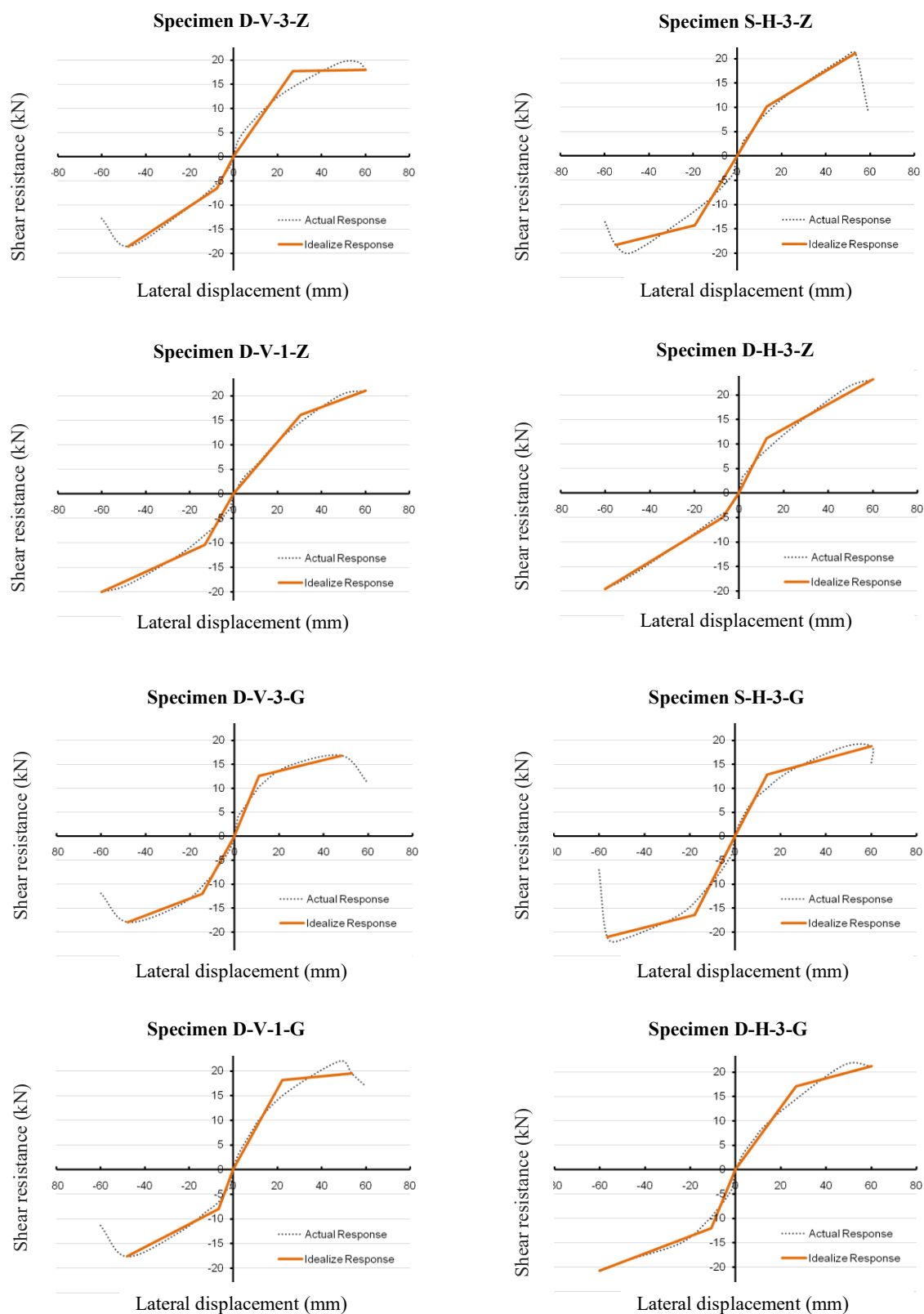
Load-deflection hysteretic cycles D-V-1-G



Load-deflection hysteretic cycles D-H-3-G



شکل ۸: چرخه‌های هیستریزیس نیرو-جابجایی.



شکل ۹: منحنی پاسخ‌های واقعی و ایده‌آل.

جدول ۵: محاسبه ضریب رفتار R

پنل	راستای جابجایی	V_y (kN)	Δ_y (mm)	Δ_t (mm)	V_s (kN)	Δ_s (mm)	μ	R_d	Ω_0	R	$C_d=\Delta_t/\Delta_s$	$K_i=V_y/\Delta_y$ (kN/mm)	V_{max} (kN)
S-H-3-Z	+	۱۰/۱۴	۱۳/۳۱	۵۳	۶/۹	۹/۳۷	۳/۹۸	۲/۶۴	۱/۴۷	۳/۸۸	۵/۶۶	۰/۸	۲/۱۱
	Ave.									۳/۷			
D-H-3-Z	-	۱۴/۳۲	۱۹/۲۶	۵۵	۸/۶۲	۱۱/۵۶	۲/۸۶	۲/۱۷	۱/۶۶	۳/۶	۴/۷۶	۰/۷	۱۹/۹
	+	۱۱/۱۲	۱۲/۴۲	۶۰	۶/۹	۸	۴/۸۳	۲/۹۴	۱/۶۱	۴/۷۳	۷/۵	۰/۹	۲۳/۲
D-V-3-Z	Ave.									۵			
	-	۵/۰۳	۷/۴۳	۶۰	۳/۶۷	۵/۷۶	۸/۰۸	۳/۹	۱/۳۷	۵/۳۴	۱۰/۴	۰/۷	۱۹/۶
D-V-1-Z	+	۱۷/۷	۲۷	۶۰	۱۰/۸۴	۱۶/۸	۲/۲۲	۱/۸۵	۱/۶۳	۳	۳/۵۷	۰/۷	۱۹/۶
	Ave.									۴			
D-V-3-G	-	۶/۵	۷/۶۴	۴۸	۴/۳۸	۵/۴	۶/۲۸	۳/۴	۱/۴۸	۵	۸/۹	۰/۹	۱۸/۶
	+	۱۶	۳۱	۶۰	۱۱	۲۱	۱/۹۴	۱/۷	۱/۴۵	۲/۵	۲/۸۶	۰/۵	۲۱
S-H-3-G	Ave.									۳/۵			
	+	۱۲/۹	۱۴/۲	۶۰	۸/۱	۹/۲	۴/۲	۲/۷۲	۱/۵۹	۴/۳۳	۶/۵۲	۰/۹	۱۸/۸
D-H-3-G	Ave.									۴			
	-	۱۶/۳۸	۱۷/۷۴	۵۶/۴	۱۰/۲۸	۱۱/۴	۳/۱۸	۲/۳	۱/۵۹	۳/۶۶	۴/۹۶	۰/۹	۲/۱۲
D-V-1-G	+	۱۷/۱۱	۲۶/۸	۶۰	۱۰/۶	۱۶/۸۸	۲/۲	۱/۹	۱/۶۱	۳/۱	۳/۵۵	۰/۶	۲/۱۵
	Ave.									۴/۱			
D-V-3-G	-	۱۲/۰۵	۱۰/۶۷	۶۰	۷/۵۳	۶/۹۵	۵/۶	۳/۲	۱/۶	۵/۱	۸/۶۳	۱/۱	۲۰/۷
	+	۱۲/۶	۱۱	۴۸	۷/۸۷	۷/۱۴	۴/۴	۲/۸	۱/۶	۴/۵	۶/۷۲	۱/۱	۱۶/۹
D-V-1-G	Ave.									۴/۱			
	-	۱۲	۱۴/۴	۴۸	۷/۷	۹/۵	۳/۳۳	۲/۴	۱/۵۶	۳/۷	۵/۰۵	۰/۸	۱۷/۹
D-V-1-G	+	۱۸/۲	۲۲/۱۲	۵۴	۱۱/۲	۱۳/۸	۲/۴۴	۱/۹۷	۱/۶۳	۳/۲	۳/۹۱	۰/۸	۲۲
	Ave.									۴/۴			
D-V-1-G	-	۸	۶/۷	۴۸	۵/۲	۴/۶	۷/۱۶	۳/۶۵	۱/۵۴	۵/۶	۱۰/۴۳	۱/۲	۱۷/۶

جدول ۶: مقادیر مشخصه‌های کلیدی لرزه‌ای، حداکثر دررفت تحمل شده، انرژی اتلافی و مقاومت

پنل	V_y (kN)	V_{max} (kN)	E_s^* (joule)	Δ_t/H (%)	K_i (kN/mm)	C_d	μ	Ω_0	R
S-H-3-Z	۱۲/۲	۲۰/۵	۸۲۹۱	۲/۳	۰/۷۵	۵/۲	۳/۴	۱/۶	۳/۷
D-H-3-Z	۸/۲	۲۱/۴	۹۰۲۴	۲/۵	۰/۸	۹	۶/۵	۱/۵	۵
D-V-3-Z	۱۲/۱	۱۹/۱	۷۳۶۷	۲/۳	۰/۸	۶/۲	۴/۳	۱/۶	۴
D-V-1-Z	۱۳/۳	۲۰/۵	۷۶۱۸	۲/۵	۰/۶۵	۴/۹	۳/۳	۱/۵	۳/۵
Ave. (Z group)	۱۱/۵	۲۰/۴	۸۰۷۸	۲/۴	۰/۸	۶/۳	۴/۴	۱/۵۵	۴/۱
انحراف معیار (σ_z)	۲/۲۴	۰/۹۵	۷۴۳	۰/۱۲	۰/۰۷	۱/۸۷	۱/۵	۰/۰۶	۰/۷
S-H-3-G	۱۴/۶	۲۰	۸۶۵۸	۲/۴	۰/۹	۵/۷	۳/۷	۱/۶	۴
D-H-3-G	۱۴/۶	۲۱/۱	۹۹۹۰	۲/۵	۰/۸۵	۶/۱	۳/۹	۱/۶	۴/۱
D-V-3-G	۱۲/۳	۱۷/۴	۶۹۳۲	۲	۰/۹۵	۵/۹	۳/۹	۱/۶	۴/۱
D-V-1-G	۱۳/۱	۱۹/۸	۸۲۹۴	۲/۱	۱	۷/۲	۴/۸	۱/۶	۴/۴
Ave. (G group)	۱۳/۷	۱۹/۶	۸۴۶۹	۲/۳	۰/۹	۶/۲	۴/۱	۱/۶	۴/۲
انحراف معیار (σ_G)	۱.۱۵	۱/۵۶	۱۲۵۷	۰/۲۴	۰/۰۷	۰/۶۷	۰/۵	۰	۰/۲

*اتلاف انرژی تجمعی (Cumulative energy dissipation)

در جدول ۶ مشاهده می‌شود که اتلاف انرژی توسط همهٔ پیکربندی‌ها به جز D-V-3، در گروه G بیشتر از گروه Z بوده و در هر گروه، D-V-3 کمترین اتلاف انرژی را داشته است که در مقایسه با D-V-1 به دلیل وجود بست‌های انسجام‌دهندهٔ اضافه است. همچنین

D-H-3 بیشترین اتلاف انرژی را داشته و فقط این پیکربندی در هر دو گروه بیشترین و حداکثر دریافت را متحمل شده و D-V-3 کمترین دریافت را متحمل شده است. همچنین در هر گروه بیشترین و کمترین مقاومت نهایی به ترتیب به پیکربندی D-H-3 و پیکربندی D-V-3 تعلق داشته است. پیکربندی D-H-3 در گروه Z بیشترین شکل پذیری را داشته و چرخه هیستریزس این پیکربندی در گروه G (شکل ۸) نشان می‌دهد که هنوز قابلیت اعمال جابجایی بیشتر تا رسیدن به ۲۰٪ افت مقاومت نهایی برای کسب شکل پذیری و ضریب رفتار بالاتر را داشته است. پیکربندی D-H-3 به دلیل دارا بودن مقاومت، سختی و شکل پذیری زیاد به طور همزمان، بیشترین اتلاف انرژی را در مقایسه با سایر پیکربندی‌ها داشته است. بنابر این با نشان دادن برتری نوارهای افقی پوشش پرسلان نسبت به نوارهای قائم، مناسب‌ترین پیکربندی از لحاظ لرزه‌ای محسوب شده است.

بر اساس اطلاعات جدول ۶ ضریب رفتار هر دو گروه به طور محافظه کارانه تقریباً ۴ است. از اینرو $R=3$ ارائه شده برای قاب‌های CFS که در بعضی آئین‌نامه‌ها مثل AISI و FEMA توصیه شده است مقداری قابل قبول و تا حدودی نیز محافظه کارانه است در حالی که ضریب رفتار پیشنهادی $R=2$ در آئین‌نامه استرالیا (AS4600) خیلی محافظه کارانه‌تر است. نکته قابل توجه دیگر از جدول ۶ این است که مشخصه‌های لرزه‌ای (C_d , Ω_0 , R) گروه Z با گروه G تفاوت قابل ملاحظه‌ای نداشته‌اند و بنابر این وجود بار ثقلی در حد مقاومت مجاز تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر مشخصه‌های لرزه‌ای نمونه‌های مورد مطالعه نداشته است.

به کمک نمودارهایی نظیر شکل ۱۰ وجود رابطه مستقیم بین ضرایب R و C_d به نظر آمده است. نسبت ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی هر گروه به ضریب رفتار آن گروه تقریباً با Ω_0 برابر شده (جدول ۷) که بر اساس آن، روابط ۷ و ۸ به ترتیب برای گروه‌های Z و G ارائه شده‌اند و با توجه به تأثیر ناچیز بار ثقلی، رابطه محافظه کارانه ۹ به طور یکسان برای تمام نمونه‌ها، جایگزین مناسبی برای روابط ۷ و ۸ می‌باشد.

$$C_d = \Omega_0 . R = 1.55R \quad (7)$$

$$C_d = 0.94 \Omega_0 . R = 1.5R \quad (8)$$

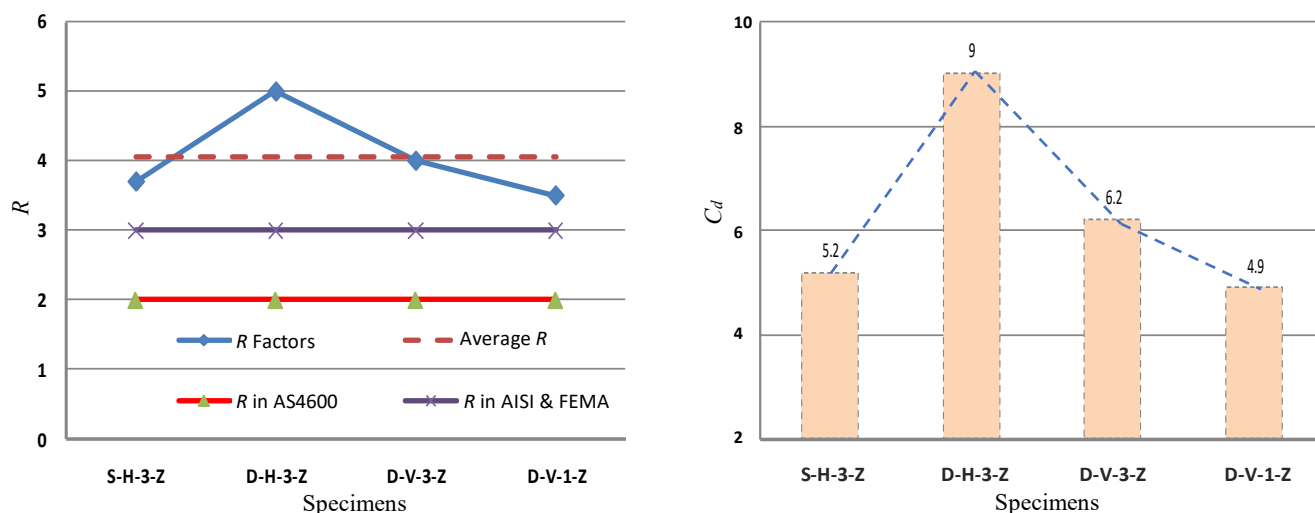
$$C_d = 1.6R \quad (9)$$

جدول ۷: نسبت ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی به ضریب رفتار

پنل	C_d	R	Ω_0	C_d/R	$\Omega_0 . R$
S-H-3-Z	۵/۲	۳/۷	۱/۶	۱/۴	۵/۹
D-H-3-Z	۹	۵	۱/۵	۱/۸	۷/۵
D-V-3-Z	۶/۲	۴	۱/۶	۱/۶	۶/۴
D-V-1-Z	۴/۹	۳/۵	۱/۵	۱/۴	۵/۳
Ave. (Z group)	۶/۳	۴/۱	۱/۵۵	۱/۵۵	۶/۳
S-H-3-G	۵/۷	۴	۱/۶	۱/۴	۶/۴
D-H-3-G	۶/۱	۴/۱	۱/۶	۱/۵	۶/۶
D-V-3-G	۵/۹	۴/۱	۱/۶	۱/۴	۶/۶
D-V-1-G	۷/۲	۴/۴	۱/۶	۱/۶	۷
Ave. (G group)	۶/۲	۴/۲	۱/۶	۱/۵	۶/۷

بر اساس آئین‌نامه‌های معتبر طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، حداکثر جابجایی ارتجاعی در زلزله سطح بهره‌برداری نباید از $0.005H$ برابر ارتفاع ساختمان تجاوز نماید ($\Delta_e \leq 0.005H$). لذا جهت عدم خسارت سازه در زلزله سطح بهره‌برداری لازم است تا جابجایی متناظر با اولین گسیختگی بارز بیشتر از حداکثر جابجایی طرح در زلزله سطح بهره‌برداری باشد ($\Delta_s > 0.005H$). بنابر این با مشخص بودن Δ_s نمونه‌ها، بیشینه ارتفاع مجاز آنها (H_{max}) برابر با $0.005/\Delta_s$ است. برای نمونه‌های آزمایش شده بر اساس مشاهدات عینی هنگام اعمال جابجایی و آغاز جذب انرژی محاسباتی قابل توجه در گام ششم بارگذاری، اولین گسیختگی بارز در شروع گام شش ($\Delta_s = 12 \text{ mm}$) ارزیابی گردیده که در نتیجه بیشینه ارتفاع مجاز نمونه‌ها حدود $2/4 \text{ m}$ محاسبه شده است. با توجه به مقادیر Δ_{sf} در جدول ۴، پیش‌بینی شده که چنانچه از

گسیختگی اعضا و عناصر دیوار پیش از گسیختگی پوشش پرسلان جلوگیری بعمل آید (مثلا با تقویت قابها و به کارگیری پرسلان در دو طرف)، بیشینه ارتفاع مجاز نمونه‌های گروه Z تا $H_{max}=48/0.005=9.6$ m برای نوار پوشش افقی و تا $H_{max}=60/0.005=12$ m برای نوار پوشش قائم افزایش داشته باشد و در مورد گروه G برای نوار پوشش افقی یا قائم تا $H_{max}=48/0.005=9.6$ m افزایش داشته باشد که در قیاس با ۷/۲ متر (بیشینه ارتفاع مجاز در استاندارد ۶۱۲ ایران [۴۱]) قابل ملاحظه است. بعلاوه اینکه از این بحث چنین استدلال گردیده است که بار ثقلی می‌تواند بر H_{max} تأثیر منفی قابل توجهی داشته باشد و باعث کاهش بیشینه ارتفاع مجاز شود.



شکل ۱۰: مقایسه R محاسباتی با مقادیر آئین‌نامه‌ای و مقایسه تغییرات آن با تغییرات C_t .

۳-۴- اعتبارسنجی نتایج آزمایشگاهی

برای تأمین دقت نتایج آزمایشگاهی باید هر آزمایش را آن قدر تکرار نمود که توزیع احتمال پاسخ‌های آزمایش به دست آید. اما تعیین این توزیع احتمال اغلب به دلیل محدودیت‌هایی مانند تعداد کم داده‌های در دسترس مقدور نیست. در این صورت دقت‌سنجی قابل چشم‌پوشی نیست و توصیه‌های ساده و کاربردی برای انجام آن ارائه داده شده است که در هر صورت بهتر از چشم‌پوشی مطلق است. زمانیکه یک منحنی از آزمایش به دست می‌آید باید منحنی‌ها را کنار هم قرار داده و مقایسه شوند و با قضاوت، درخصوص صحت آنها نظر داده شود تا برآورد اولیه از دقت پاسخ آزمایش‌ها به دست آید. این کار ساده در هر صورت بهتر از عدم صحت‌سنجی است. مقایسه منحنی‌ها می‌تواند به صورت کلی و کیفی یا به صورت کمی برای نقاط خاص انجام گیرد [۴۴].

به منظور راست‌آزمایی نتایج حاصل از آزمایش نمونه‌های دیوار برشی SPS-CFS و ارزیابی تأثیر نوع پوشش بر رفتار سازه‌ای، منحنی پوش هیستریزیس حاصل از آزمایش‌های انجام شده روی نمونه‌های دارای پوشش پرسلان با منحنی پوش هیستریزیس مربوط به نمونه‌های مشابه در تحقیق جواهری و همکاران [۱۹] مورد مقایسه سیستماتیک قرار گرفته‌اند (نمونه‌های مشابه دارای پوشش ورق فولادی بودند). این مقایسه با تمرکز بر تعدادی از پارامترهای کلیدی لرزه‌ای صورت پذیرفته و به شرح زیر است:

سختی اولیه و ظرفیت باربری نهایی: نمونه‌های مجهز به پوشش پرسلان سختی اولیه و ظرفیت باربری نهایی به مراتب بزرگتری نسبت به نمونه‌های با پوشش ورق فولادی از خود نشان داده‌اند. این افزایش قابل توجه عمدتاً ناشی از سختی خمشی بالاتر و اثر دیافراگمی قوی‌تر پرسلان و نقش مؤثرتر آنها در مقاومت در برابر کمانش خارج از صفحه دیوار است.

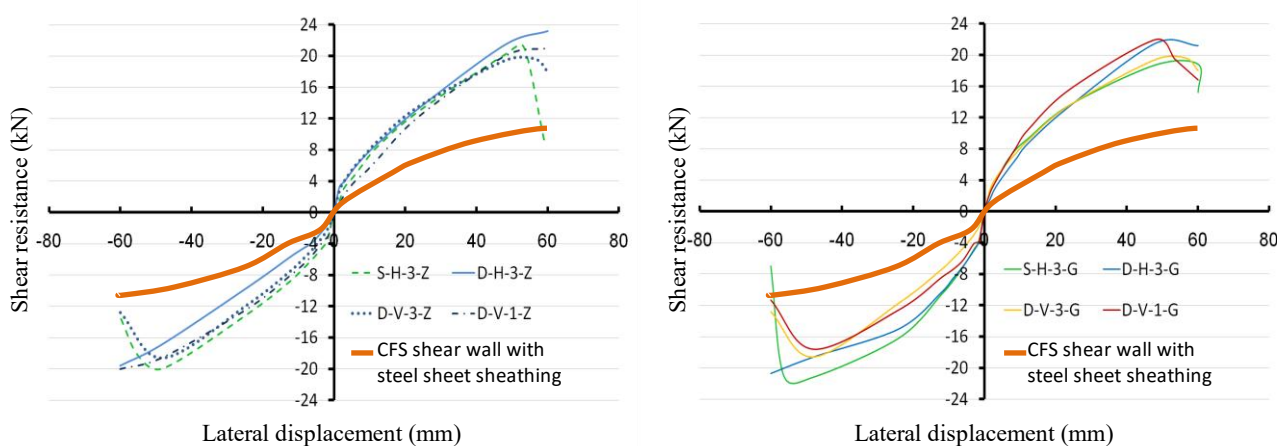
کاهش مقاومت: میزان کاهش مقاومت در طول چرخه‌های متوالی بارگذاری در نمونه‌های با پوشش فولادی کمتر بوده که نشان‌دهنده پایداری و عملکرد قابل اطمینان‌تر تحت بارهای تکراری است.

شکل‌پذیری و تغییرمکان‌های قابل تحمل: نمونه‌های با پوشش فولادی قادر به تحمل تغییرمکان‌های بزرگتر قبل از رسیدن به ظرفیت نهایی و همچنین قبل از وقوع گسیختگی بحرانی بوده‌اند. این بهبود عمدتاً ناشی از ترد بودن پرسلان در برابر فولاد شکل‌پذیر است.

مقایسه نتایج، به وضوح برتری عملکرد لرزه‌ای هر یک از دیوارهای CFS با پوشش اعم از پرسلان یا فولادی را نشان داده است. برتری نمونه‌های با پوشش پرسلان نسبت به فولادی به دلیل سختی بیشتر و ظرفیت باربری نهایی بالاتر مشهود است. برتری نمونه‌های با پوشش ورق فولادی نسبت به پرسلان در داشتن سختی و مقاومت توأم با شکل‌پذیری نمود یافته است. این برتری پوشش فولادی عمدتاً مرهون شکل‌پذیری بسیار زیاد فولاد در برابر پرسلان است که مصالحی به شدت ترد می‌باشد.

این نتایج علاوه بر اینکه عملکرد لرزه‌ای مطلوب سیستم‌های دیوار برشی CFS با پوشش ورق فولادی را نشان می‌دهد، گواهی بر پتانسیل بالای استفاده از پرسلان به عنوان پوشش در سیستم‌های دیوار برشی فولادی سبک برای دستیابی به عملکرد لرزه‌ای مناسب در ساختمان‌های کوتاه مرتبه‌تر (کم‌طبقه) می‌باشد.

شکل ۱۱ از طریق مقایسه منحنی‌های رفتار واقعی دیوارهای برشی SPS-CFS با دیوارهای دارای پوشش ورق فولادی، اعتبار نتایج آزمایش‌های انجام‌شده را به صورتی کلی و کیفی به نظاره گذاشته است.



شکل ۱۱: مقایسه منحنی رفتار واقعی نمونه‌های آزمایش‌شده با نمونه‌های مشابه پوشیده‌شده با ورق فولادی به منظور بررسی صحت منحنی‌های حاصل از آزمایش.

۵- نتیجه‌گیری و پیشنهادات

این مقاله رفتار سیستم دیوار برشی فولادی سبک با پوشش مقاوم جانبی پرسلان که با پیچ به قاب‌ها متصل شده‌اند (اتصال خشک) را مورد مطالعه قرار داده است. روش انجام کار، آزمایش ۸ نمونه تمام‌مقیاس از سیستم SPS-CFS تحت بار جانبی چرخه‌ای استاندارد است. نمونه‌ها شامل ۴ پیکربندی مختلف هستند که به دو گروه (یک گروه تحت اعمال بار ثقلی و گروه دیگر بدون اعمال بار ثقلی) به‌طور یکسان تقسیم شده‌اند. در این بخش، نتایج حاصل از آزمایش نمونه‌های مورد مطالعه به‌طور موردی و خلاصه توضیح داده شده‌اند و با توجه به پیش‌بینی‌های صورت‌گرفته و کارهای آینده پیشنهاداتی ارائه گردیده‌اند که عبارتند از:

۱- ضریب رفتار پیکربندی‌های آزمایش‌شده دیوار برشی SPS-CFS بین ۳/۵ تا ۵ محاسبه شده است [جدول ۶]. بنابر این مقدار آئین‌نامه‌ای $R=3$ قابل قبول و تا حدودی محافظه‌کارانه است.

۲- براساس مقادیر جدول ۶ و مطابق توضیحات بخش ۴-۲ در مورد D-H-3، پیکربندی دارای نوارهای پوشش افقی (به‌جای عمودی) و استاد میانی دوپل (به‌جای تک) به‌عنوان مناسب‌ترین پیکربندی از لحاظ لرزه‌ای شناخته شده است.

۳- مقایسه D-V-3-G با D-V-1-G در جدول ۶ نشان داد تعبیه بست انسجام‌دهنده اضافه شدیداً باعث تضعیف مقاومت، شکل‌پذیری و توانایی اتلاف انرژی سیستم در مواقع وجود بار ثقلی شده است. بنابر این پیشنهاد می‌شود از بست انسجام‌دهنده اضافه استفاده نشود. منظور از بست اضافه، بست است که خارج از محل‌های آئین‌نامه‌ای (در محل درز افقی پوشش یا در وسط ارتفاع دیوار) تعبیه شده باشد.

۴- با مشاهده اطلاعات جدول ۶ و با توجه به استدلال بیان شده در انتهای بخش ۴-۲ ملاحظه گردید که بار ثقلی تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر مشخصه‌های لرزه‌ای نمونه‌های تست شده به‌جز H_{max} نداشته است. بنابر این پیشنهاد می‌شود در مطالعات پارامتریکی روی مشخصه‌های کلیدی لرزه‌ای (μ , $\Delta\theta$, C_d , R) به روش عددی برای صرفه‌جویی وقت و هزینه از اعمال بار ثقلی صرف نظر شود.

۵- مقایسه انحراف معیار مشخصه‌های کلیدی لرزه‌ای بین دو گروه [جدول ۶] نشان داد بار ثقلی (در حد مقاومت مجاز) باعث کاهش پراکندگی پاسخ پیکربندی‌های مختلف حول میانگین پاسخ گردیده است. بنابر این ضریب رفتار هر گروه (میانگین پیکربندی‌های مختلف) به‌طور محافظه‌کارانه برابر با ۴ ارزیابی می‌گردد. علاوه بر این پیشنهاد می‌شود در مطالعات آزمایشگاهی برای کاهش تعداد نمونه‌های لازم (تا رسیدن به پاسخ قابل اطمینان)، بار ثقلی همزمان با اعمال بارگذاری جانبی اعمال شود.

۶- رابطه بین ضریب رفتار و ضریب بزرگنمایی جابجایی جانبی برای هر گروه به‌طور یکسان و محافظه‌کارانه به صورت $C_d=1.6R$ ارائه شده است (رابطه ۹ در بخش ۴-۲).

۷- براساس مباحث مطرح‌شده در پاراگراف آخر از بخش ۴-۲ پیشنهاد می‌شود برای نمونه‌های مشابه با ارتفاع بیشتر از ۲/۴ m از ورق ضخیم‌تر از ۰/۷ mm (برای تقویت قاب‌ها) استفاده شود. علاوه بر این پیشنهاد می‌شود برای دیوار برشی SPS-CFS نظیر نمونه‌های تست شده، از ارتفاع بیش از ۹/۶ m استفاده نشود.

سپاسگزاری

نویسندگان از همه پرسنل آزمایشگاه مرکز تحقیقات زلزله و سازه دانشگاه آزاد اسلامی واحد تفت به خاطر فراهم‌ساختن امکانات آزمایشگاهی با تجهیزات مدرن و دقیق تقدیر و تشکر می‌نمایند.

مراجع

- [1] Maizi, S.E. and Hadidane, Y. and Dar, M. A. (2024). Flexural design of cold-formed steel built-up sections failing by local buckling: Development of generalised direct strength method. *Eng. Struct*, 308, 117967.
- [2] Ran, X. and Shi, Y. and Yao, X. and Zeng, L. (2024). Seismic performance of cold-formed steel centre-sheathed shear wall: Simulation and theoretical prediction. *J. Constr. Steel Res*, 213, 108372. doi:10.1016/j.jcsr.2023.108372.
- [3] Ran, X. and Shi, Y. (2024). Seismic performance optimization and theoretical analysis towards resilient cold-formed steel shear wall. In *Structures*, Elsevier, 106584. doi:10.1016/j.istruc.2024.106584.
- [4] Wang, K. and Wang, Y.H. and Gao, Y. and Zhou, X.H. and Tan, J.K. and Qi, H. (2023). Lateral behaviour of steel plate shear wall with cold-formed steel strips reinforcing door opening. *Thin-Walled Struct*, 190, 110981.
- [5] Gad, E.F. and Duffield, C.F. and Hutchinson, G.L. and Mansell, D.S. and Stark, G. (1999). Lateral performance of cold-formed steel-framed domestic structures. *Eng. Struct*, 21(1), 83–95. doi:10.1016/S0141-0296(97)00176-6.
- [6] Zhang, L. and Xu, L. and Ziemian, R.D. and Ziemian, C. (2024). Effect of solid blocking on lateral bracing requirements for cold-formed steel wall studs. *Thin-Walled Struct*, 203, 112208. doi:10.1016/j.tws.2024.112208.
- [7] Esmaeili-Tafti, M.A. and Javaheri tafti, M.R. and Fallah, A.A. (2021). Investigation of mortar size on the cyclic behavior of a brick shear wall in a cold-formed steel frame using experimental studies. *Asas J.*, 23(63), 30–44.
- [8] Sharafi, P. and Mortazavi, M. and Usefi, N. and Kildashti, K. and Ronagh, H. and Samali, B. (2018). Lateral force resisting systems in lightweight steel frames: Recent research advances. *Thin-Walled Struct*, 130, 231–253.
- [9] Usefi, N. and Sharafi, P. and Ronagh, H. (2019). Numerical models for lateral behaviour analysis of cold-formed steel framed walls: State of the art, evaluation and challenges. *Thin-Walled Struct*, 138, 252–285.
- [10] Wu, F.W. and Li, Y.Q. (2022). Multi-level simulation studies on seismic performance evaluation of steel-sheathed cold-formed steel framing shear walls. *J. Build. Eng*, 61, 105302. doi:10.1016/j.job.2022.105302.
- [11] Liu, S. and Feng, R. and Zhong, Y. (2023). Numerical study on the seismic performance of cold-formed steel shear walls with steel sheathing and gypsum board. *Materials (Basel)*, 16, 5685. doi:10.3390/ma16165685.
- [12] Lopes, D.M. and Duarte, A.P.C. and Silvestre, N. (2023). Experimental investigation of light steel framing walls under horizontal loading. *Buildings*, 13, 193. doi:10.3390/buildings13010193.
- [13] Zhang, W. and Xu, X. and Liu, Y. and Yu, C. and Liu, X. and Xie, Z. (2021). High-strength cold-formed steel framed shear wall with steel sheet sheathing. *Thin-Walled Struct*, 162, 107584. doi:10.1016/j.tws.2021.107584.

- [14] Pan, C.L. and Shan, M.Y. (2011). Monotonic shear tests of cold-formed steel wall frames with sheathing. *Thin-Walled Struct*, 49(2), 363–370. doi:10.1016/j.tws.2010.11.004.
- [15] Baran, E. and Alica, C. (2012). Behavior of cold-formed steel wall panels under monotonic horizontal loading. *J. Constr. Steel Res*, 79, 1–8. doi:10.1016/j.jcsr.2012.07.003.
- [16] Swensen, S. and Deierlein, G.G. and Miranda, E. (2016). Behavior of screw and adhesive connections to gypsum wallboard in wood and cold-formed steel-framed wallettes. *J. Struct. Eng*, 142(4), 4015002.
- [17] Mohebbi, S. and Mirghaderi, R. and Farahbod, F. and Sabbagh, A.B. (2015). Experiment work on single and double-sided steel sheathed cold-formed steel shear walls for seismic actions. *Thin-Walled Struct*, 91, 50–62.
- [18] Niari, S.E. and Rafezy, B. and Abedi, K. (2015). Seismic behavior of steel sheathed cold-formed steel shear wall: experimental investigation and numerical modeling. *Thin-Walled Struct*, 96, 337–347.
- [19] Javaheri tafti, M.R. and Ronagh, H.R. and Behnamfar, F. and Memarzadeh, P. (2014). An Experimental Investigation on the seismic behavior of cold-formed steel walls sheathed by thin steel plates. *Thin-Walled Struct*, 80, 66–79.
- [20] Zhang, W. and Mahdavian, M. and Li, Y. and Yu, C. (2017). Experiments and simulations of cold-formed steel wall assemblies using corrugated steel sheathing subjected to shear and gravity loads. *J. Struct. Eng*, 143(3), 04016193. doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0001681.
- [21] Zeynalian, M. and Ronagh, H.R. (2015). Seismic performance of cold formed steel walls sheathed by fibre-cement board panels. *J. Constr. Steel Res*, 107, 1–11. doi:10.1016/j.jcsr.2023.108372.
- [22] Xu, Z. and Chen, Z. and Osman, B.H. and Yang, S. (2018). Seismic performance of high-strength foamed concrete-filled cold-formed steel shear walls. *J. Constr. Steel Res*, 143, 148–161. doi:10.1016/j.jcsr.2017.12.027.
- [23] Xu, Z. and Chen, Z. and Yang, S. (2018). Seismic behavior of cold-formed steel high-strength foamed concrete shear walls with straw boards. *Thin-Walled Struct*, 24, 350–365. doi:10.1016/j.tws.2017.12.032.
- [24] AISI S213, (2020). *Standard for Cold-Formed Steel Framing–Lateral Design*. Washington: American Iron and Steel Institute.
- [25] AISI, (2004). *Standard for cold-formed steel framing general provisions*. Washington, DC.
- [26] FEMA, (2003). *FEMA 450: Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*. Washington, DC.
- [27] FEMA, (2009). *FEMA 750: Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*. Washington, DC.
- [28] TI809-07, (1998). *Design of cold-formed load bearing steel systems and masonry veneer/steel stud walls*. Washington, DC.
- [29] AS/NZS 4600, (2005). *Cold-formed steel structures*. Australia: Building Codes Board.
- [30] Yu, Y. and Xie, Q. and Liu, Y. and Xue, Y. (2024). Cyclic behavior of partially prefabricated steel shape-reinforced concrete composite shear walls: Experiments and finite element analysis. *Buildings*, 14, 2208.
- [31] Li, F. and Gao, J. and Zhang, Y. and Chen, Y. and Lv, Y. (2023). Experimental investigation and numerical simulation of corrugated steel plate shear wall considering the gravity load. *Buildings*, 13, 346. doi:10.3390/buildings13020346.
- [32] Uang, C.M. (1991). Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions. *J. Struct. Eng*, 117(1), 19–28. doi:10.1061/(asce)0733-9445(1991)117:1(19).
- [33] Ayatollahi, S.R. and Usefi, N. and Ronagh, H. and Izadinia, M. and Javaheri, M.R. (2020). Performance of gypsum sheathed CFS panels under combined lateral and gravity loading. *J. Constr. Steel Res*, 170, 106125.
- [34] FEMA, (2000). *FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, DC.
- [35] Nassar, A.A. (1992). *Seismic demands for SDOF and MDOF systems*. United States.
- [36] Miranda, E. and Bertero, V.V. (1994). Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. *Earthquake spectra*, 10(2), 357–379. doi:10.1193/1.1585778.
- [37] Newmark, N.M. and Hall, W.J. (1982). *Earthquake spectra and design*. Berkeley: Earthquake Engineering Research Institute.
- [38] Zeynalian, M. and Ronagh, H.R. (2012). An Experimental investigation on the lateral behavior of knee-braced cold-formed steel shear walls. *Thin-Walled Struct*, 51, 64–75. doi:10.1016/j.tws.2011.11.008.
- [39] ASTM, (2005). *Standard test methods for cyclic (reversed) load test for shear resistance of walls for buildings*. USA.
- [40] Yu, W.W. and Laboube, R.A. and Chen, H. (2019). *Cold-formed steel design*. John Wiley & Sons.
- [41] Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision, Dept. of TA., (2013). *Cold-formed light steel structures design and construction code (structural)*. Tehran: Building and Housing Research Center.
- [42] Abdul Ghafar, W. and Tao, Z. and Tao, Y. and He, Y. and Wu, L. and Zhang, Z. (2022). Experimental and numerical study of an innovative infill web-strips steel plate shear wall with rigid beam-to-column connections. *Buildings*, 12, 1560. doi:10.3390/buildings12101560.
- [43] Abdul ghafar, W. and Zhong, T. and Abid, M. and Faizan, E. and Mohamed, A. and Yosri, A.M. (2022). Seismic performance investigation of an innovative steel shear wall with semi-rigid beam-to-column connections. *Front. Mater*, 9, 1075300. doi:10.3389/fmats.2022.1075300.
- [44] Fakher, A. (2014). *Research methods in geotechnics*. 2th ed. Tehran: Tehran university publisher.