Modares Civil Engineering Journal

Volume 26, Issue 6, 2027, 85-100
DOI: 10.48311/mcej.2026.118157.82880

Tarbiat Modares University

Extension of Classical PFI theory for Bending Behavior in Special Steel Plate Shear Walls using Nonlinear Analyses for Different Steel Grades

MohammadHossein OjaqpourMalki[1]; Farnoosh Basaligheh[2*], Parviz Ebadi[3]

1. PhD Student, Faculty of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran.
2. Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran.
3. Assistant Professor, Faculty of Engineering and Technology, Islamic Azad University, Shahr-e-Ghods Branch, Shahr-e-Ghods, Iran.

Abstract

Steel Plate Shear Walls (SPSWs) have emerged as one of the most efficient and dependable lateral force–resisting systems in contemporary earthquake engineering. Their notable post-yield stability, high initial and cyclic stiffness, and exceptional capacity for hysteretic energy dissipation distinguish them from many conventional structural systems, making them especially attractive for deployment in regions characterized by elevated seismic hazard. Since their introduction into modern structural design practice in the early 1970s, SPSWs have witnessed a steady rise in application, particularly in mid- and high-rise buildings where rigorous performance objectives and stringent serviceability requirements demand structural mechanisms that exhibit both robustness and predictability under extreme loading conditions. In this study, an extensive analytical and numerical investigation is undertaken to evaluate the seismic performance of Special Steel Plate Shear Walls (SSPSWs) across a diverse range of structural heights, including 1, 3, 5, 8, 10, 15, 18, 20, and 30-story configurations. Each model is developed within the framework of performance-based seismic design, enabling a direct assessment of system behavior under varying levels of seismic demand. Two steel grades—conventional structural steel and low-grade steel (LGS)—are incorporated to explore the extent to which material strength and ductility influence both global system response and localized behavioral phenomena such as yielding patterns, shear band formation, and boundary-frame interaction. A suite of nonlinear static and dynamic analyses is performed to capture the evolution of inelastic deformation, progression of local and global damage, stiffness degradation trajectories, and cumulative energy dissipation mechanisms. Complementing these numerical simulations, the classical Plastic Flexural Interaction (PFI) theory is adopted to analytically characterize the flexural response of the SPSW systems. A systematic comparison between analytical predictions and detailed numerical results is conducted to evaluate the applicability, accuracy, and inherent limitations of the PFI framework when extended to steel grades with varying mechanical properties. This integrated analytical–numerical methodology provides a comprehensive perspective on the interplay between material nonlinearity, geometric effects, and system-level seismic behavior. The findings of this research clearly demonstrate that the application of LGS steel significantly enhances the overall seismic performance of SPSWs. Notable improvements include meaningful reductions in lateral displacement demands, increased initial and post-yield stiffness, substantial gains in load-bearing and lateral resistance capacity, and more uniform distribution of inelastic deformation throughout the wall height. The enhanced ductility and reduced yield strength associated with LGS steel facilitate earlier activation of energy-dissipating mechanisms, delay the onset of local or global instabilities, and ultimately contribute to a measurable enhancement in collapse-prevention capacity. Additionally, reductions in performance-point displacements and global seismic demand highlight the potential of LGS steel as a viable and advantageous alternative to conventional grades in high-performance seismic applications. Building on these observations, the study proposes an extended formulation of the PFI theory that more accurately captures the flexural response of SPSWs across steel grades of differing strengths. This refined model enables practical prediction of critical response parameters without relying on computationally intensive simulations, thus offering a valuable tool for preliminary design, rapid assessment, and performance-oriented decision-making. Collectively, the outcomes of this research advance current understanding of SPSW behavior, particularly with regard to material-dependent response mechanisms, and provide a strong foundation for future refinement of design provisions and next-generation seismic standards incorporating low-grade steel systems.

Review History
Received: Dec 7, 2025
Revised: March 18, 2026
Accepted: June 3, 2026

Keywords
Special steel shear wall
mild steel
classical PFI theory
bending behavior
height increase

* Corresponding Author Email: f_basaligheh@shahroodut.ac.ir - ORCID: 0000-0001-6967-5290

Copyright © 2026, TMU Press. This open-access article is published under the terms of the Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License (https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0) which permits Share (copy and redistribute the material in any medium or format) and Adapt (remix, transform, and build upon the material) under the Attribution-NonCommercial terms.

مجله علمی مهندسی عمران مدرس

دوره ۲۶، شماره ۶، سال ۱۴۰۵ - صفحات ۸۵ تا ۱۰۰

DOI: 10.48311/mcej.2026.118157.82880

بسط تئوری کلاسیک PFI برای رفتار خمشی در دیوارهای برشی فولادی ویژه با تحلیل‌های غیرخطی برای فولادهای با رده مقاومتی مختلف

محمدحسین اوجاقپورملکی[۱]، فرنوش باسلیقه[۲*]، پرویزعبادی[۳]

۱. دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران.

۲. استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران.

۳. استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد شهرقدس، شهرقدس، ایران.

چکیده

دیوارهای برشی فولادی (SPSW) به عنوان سیستم کارآمد در مقاومت جانبی سازه‌ها، طی دهه‌های اخیر جایگاهی ویژه در مهندسی زلزله یافته‌اند. این سیستم‌ها با برخورداری از سختی اولیه بالا، پایداری مناسب پس از تسلیم و ظرفیت چشمگیر در اتلاف انرژی، گزینه‌ای قابل اعتماد برای طراحی لرزه‌ای سازه‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه محسوب می‌شوند. توسعه کاربرد SPSW از دهه ۱۹۷۰ تاکنون، به ویژه در مناطق با خطر لرزه‌ای زیاد، نتیجه نیاز روزافزون به سیستم‌هایی است که عملکردی مطمئن و قابل پیش‌بینی فراهم سازند. در این پژوهش، مجموعه‌ای از دیوارهای برشی فولادی ویژه در ارتفاع‌های مختلف، در چارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد مدل‌سازی و تحت تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و تاریخچه زمانی ارزیابی شده‌اند. به منظور بررسی نقش ویژگی‌های مصالح، دو نوع فولاد شامل فولاد ساختمانی متداول و فولاد کم‌مقاومت (LGS) در مدل‌ها به‌کار گرفته شد. نتایج تحلیل‌ها امکان شناخت دقیق رفتار غیرالاستیک، الگوی توزیع تغییرشکل‌ها، افت سختی و ظرفیت اتلاف انرژی را فراهم ساخت. هم‌زمان، نظریه برهم‌کنش خمشی پلاستیک (PFI) برای تبیین رفتار خمشی سیستم‌ها مورد استفاده قرار گرفت و با نتایج عددی مقایسه شد. استفاده از فولاد LGS موجب کاهش جابه‌جایی‌ها، بهبود سختی مؤثر، ارتقای ظرفیت باربری و توزیع مطلوب‌تر تغییرشکل‌های غیرخطی می‌شود. همچنین، این فولاد با تأخیر در بروز ناپایداری و کاهش احتمال فروریزش، عملکرد لرزه‌ای کل سامانه را ارتقا می‌دهد. بر اساس نتایج حاصل از این پژوهش، نسخه‌ای اصلاح‌شده از نظریه PFI پیشنهاد می‌شود که قادر است رفتار خمشی SPSW را با دقت مناسب و بدون نیاز به تحلیل‌های عددی پیچیده پیش‌بینی کند؛ موضوعی که می‌تواند در توسعه آیین‌نامه‌های لرزه‌ای آینده مؤثر باشد.

تاریخچه داوری

دریافت: ۱۴۰۴/۰۹/۱۶

بازنگری: ۱۴۰۴/۱۲/۲۷

پذیرش: ۱۴۰۵/۰۳/۱۳

کلمات کلیدی

دیوار برشی فولادی‌ویژه

فولاد نرم

تئوری کلاسیک PFI

رفتار خمشی

افزایش ارتفاع

۱- مقدمه

از مهم‌ترین پارامترهای مربوط به طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله می‌توان به تغییرشکل‌های جانبی ساختمان اشاره نمود، به همین منظور درسال‌های اخیر مطالعات فراوانی در راستای افزایش عملکرد و ایمنی ساختمان در برابر زلزله انجام شده است. عوامل مؤثر در انتخاب سیستم مقاوم در برابر بار جانبی شامل هندسه سازه، مقدار بارهای جانبی، چگونگی رفتار سازه، محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای، میزان تغییرمکان، محدودیت‌های معماری و مسائل

* رایانامه نویسنده مسئول: f_basaligheh@shahroodut.ac.ir - ORCID: 0000-0001-6967-5290

کپی‌رایت © ۲۰۲۶، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به‌صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، بازنشر و بازآفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازسازی نمایید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.

اقتصادی می‌باشد [1].

با مطالعات صورت گرفته روی زلزله‌های گوناگونی مانند زلزله نورثریج و زلزله کوبه رفتار دیوار برشی فولادی در برابر بارهای جانبی زیاد، مناسب بوده باتوجه به مطالعات پیشین رفتار دیوار برشی فولادی در برابر بارهای جانبی زیاد، مناسب بوده و ظرفیت دیوارهای برشی فولادی برای مقابله با خطراتی مانند زلزله، طوفان و انفجار (نیروهای جانبی) در مقایسه با سایر سیستم‌های مقاوم مانند قاب‌های خمشی ویژه، حداقل ۲۵٪ بیشتر می‌باشد. همچنین از مزایای این سیستم می‌توان به اجرای آسان، وزن کم نسبت به سیستم‌های مشابه، اقتصادی بودن، شکل‌پذیری زیاد، نصب سریع و جذب انرژی بالا اشاره کرد [1].

اثر استفاده از فولاد با رده پایین بر رفتار و پارامترهای لرزه‌ای سیستم دیوار برشی فولادی با طراحی مدل‌هایی با تعداد طبقات مختلف و استفاده از رده‌های مختلف فولاد، در نظر گرفتن شیب سختی ثانویه‌ی فولاد و استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته است.

در این پژوهش با استفاده از ۲۷ مدل، نمونه‌ها تحت تحلیل غیرخطی قرار گرفته است. نتایج حاصل بیانگر آن است که برای بهبود رفتار لرزه‌ای، کاهش نیروی وارد به المان‌های مرزی، افزایش سختی سیستم و کاهش جابه‌جایی‌های نمونه‌ها، نیاز به استفاده از فولاد با مقاومت پایین می‌باشد.

مزایای استفاده از فولاد با رده مقاومتی پایین به عنوان جایگزین فولاد ساختمانی شامل بهبود پایداری کلی، افزایش شکل‌پذیری، افزایش سختی و جذب انرژی بالاتر می‌باشد که به همین علت بررسی‌های بیشتری روی رفتار سازه‌ای ساختمان‌های طراحی‌شده با استفاده از فولاد نرم، شکل پذیری و جذب انرژی آن در حال انجام است.

فولاد با رده مقاومتی پایین (نرم) در سیستم دیوار برشی فولادی ویژه، به دلیل تنش تسلیم کمتر نسبت به قاب فولادی خود در برابر بارهای جانبی و لرزه‌ای زودتر تسلیم شده و وارد ناحیه پلاستیک می‌شود. این رفتار موجب افزایش جذب انرژی و در نتیجه کاهش قابل توجه نیروهای وارد بر المان‌های مرزی (تیر و ستون) دارای این سیستم می‌باشد. علاوه بر بررسی رفتار خمشی سازه‌های بلند مرتبه دارای سیستم دیوار برشی فولادی ویژه و بسط تئوری کلاسیک PFI آن، یکی دیگر از اهداف این پژوهش استفاده از فولاد با رده مقاومتی پایین (نرم) که فولادی با درصد کربن و آلیاژهای دیگر پایین بوده و تنش حد جاری شدن اسمی آن برابر است با ۹۰ تا ۱۲۰ مگاپاسکال می‌باشد.

هدف از انجام این پژوهش موارد زیر می‌باشد:

- بررسی اثر استفاده از فولاد با رده پایین‌تر روی پارامترهای برش پایه، سختی، جابه‌جایی، میرایی، ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار
- بررسی روش طراحی دیوارهای برشی فولادی بیان شده در آیین‌نامه آمریکا
- بررسی اثر شیب سختی ثانویه‌ی فولاد روی برش پایه و جابه‌جایی
- بررسی رفتار خمشی در دیوارهای برشی فولادی ویژه در ساختمان‌های بلند مرتبه

رفتار خمشی ساختمان‌های با سیستم دیوار برشی فولادی ویژه که با استفاده از فولاد نرم و فولاد معمولی طراحی‌شده است، با استفاده از آنالیز استاتیکی و دینامیکی بررسی شده و پارامترهای لرزه‌ای آن با یکدیگر مورد قیاس قرار گرفته است.

در این مقاله سعی بر آن شده است که تئوری کلاسیک کاربرد فولاد با رده مقاومتی مختلف در طراحی رفتار خمشی سیستم دیوار برشی فولادی ویژه با گرایش و اتکا بر منحنی‌های نیاز و تقاضا و با استفاده از روابط تئوری و کلاسیک توسعه داده شود. به همین منظور ساختمان‌هایی با ارتفاعات مختلف و سیستم دیوار برشی فولادی ویژه با استفاده از فولاد با رده‌های مختلف طراحی می‌شوند تا با انجام تحلیل‌های غیرخطی روی نمونه‌های مدلسازی شده، زمان اعمال خمش بر رفتار سیستم دیوار برشی فولادی ویژه مشخص شده و میزان و رفتار آن با استفاده از بسط تئوری کلاسیک موجود قابل پیش‌بینی شود. همچنین با استفاده از نرم‌افزارتحلیلی SeismoStruct و تحلیل‌های غیرخطی، منحنی‌های تقاضا به دست می‌آید که می‌توان آن‌ها را با تئوری کلاسیک PFI بیان شده (موجود) مقایسه کرد و پارامترهای لرزه‌ای سیستم‌های طراحی شده با فولاد با رده‌های مختلف را به همراه نقش خمش در این رفتار با یکدیگر مورد قیاس قرار داد. سپس با توسعه این تئوری و اعمال خمش حاصل از ارتفاع در سازه، تئوری کلاسیک کاملی برای پیش‌بینی رفتار سازه بدون نیاز به مدلسازی آن ارائه شود.

با انجام مطالعه بر تحقیقات پیشین می‌توان گفت تاکاهاشی و همکاران وی (۱۹۷۳) [2] و میومورا به همراه آکیاما (۱۹۷۷) [3] جزو اولین افرادی بودند که روی سیستم دیوار برشی فولادی مطالعاتی را انجام دادند. تاکاهاشی تعداد دو نمونه ۲ طبقه با ابعاد واقعی که یکی از آن‌ها دارای بازشو با ورق ۶ میلی‌متر و دیگری فاقد بازشو و با ورق ۴/۵ میلی‌متر وجود داشت، برای بررسی عملکرد طراحی‌های انجام‌شده در ساختمان‌های بلندمرتبه مورد آزمایش قرار داد. نتایج حاصل از مقاومت برشی نمونه‌های مورد آزمایش با معیار فون میزس هماهنگی خوبی داشتند. این نتایج بیانگر آن است که روابط مرسوم برای بررسی رفتار تیر ورق‌ها می‌تواند برای محاسبه مقاومت سخت‌کننده‌ها و سختی سیستم دیوار برشی فولادی استفاده شود.

تحلیل‌های صورت گرفته روی دو مدل توسط توربرن و همکاران در سال ۱۹۸۳ [4] بیانگر آن است که ورق‌های نازک بدون سخت‌شونده، در برابر بارهای جانبی با تشکیل میدان کششی قطری، مقاومت می‌کنند. آن‌ها تحقیقات خود را روی سیستم دیوار برشی فولادی با ورق‌های نازک متمرکز کرده و برای انجام آزمایش‌هایی برای محاسبه ظرفیت نهایی مدل‌ها، یکسری میله‌های نازک مورب را به عنوان جایگزین صفحه‌ی نازک جان معرفی نمودند. این پژوهشگران مدل نواری را به منظور طراحی دیوار برشی فولادی ارائه کرده که به‌عنوان ضمیمه آیین‌نامه ملی ساختمان کانادا پذیرفته شده است. با بررسی مقاومت، شکل‌پذیری و رفتار هیسترزیس سیستم دیوار برشی فولادی توسط تیملر و کولاک در سال ۱۹۸۳ [5]، قابلیت جذب انرژی چشمگیر آن‌ها و همچنین مزایای اقتصادی منحصربه‌فرد در آن‌ها تعیین می‌شود.

آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای انجمن استانداردهای کانادا (CAN/CSA S16 01)، اولین آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای بود که سیستم دیوار برشی فولادی را به عنوان یک سیستم باربر جانبی پذیرفت. در این آیین‌نامه سیستم دیوار برشی فولادی به این صورت است که ابتدا بر طبق روش‌های متداول، نیروهای افقی زلزله در ارتفاع ساختمان توزیع می‌شوند و سپس به‌جای هر صفحه‌ی فولادی، یک مهاربند معادل در نظر گرفته می‌شود [6].

در سال ۱۹۸۷ رفتار دیوارهای برشی در برابر بارهای سیکلیک توسط ترومپوچ و کولاک مورد مطالعه قرار گرفت که در آن، این سیستم از خود پایداری و جذب انرژی بالایی نشان می‌دهد[7].

صبوری و رابرتز در سال‌های ۱۹۹۱ و ۱۹۹۲ مطالعاتی روی اثر بازشو و موقعیت بازشو در مقاومت و سختی سیستم دیوار برشی فولادی انجام دادند که نتیجه آن ارائه تئوری اندرکنش قاب-ورق (PFI)بود [8-9]. در سال ۱۹۹۳کَکسِس و همکاران نیز مطالعاتی را روی آثار لاغری پانل‌ها و نوع اتصالات تیر به ستون انجام دادندکه بیانگر آن است که اتصالات گیردار و ساده‌ی تیر به ستون، اثر ناچیزی در رفتار سیستم دارند [10-11].

لوبل و همکاران تحقیقاتی روی اثر استفاده از تیر فوقانی با مقاومت بالا در سیستم دیوار برشی فولادی را در سال ۲۰۰۰ انجام دادند که در آن به تأثیر بالای تیر فوقانی در مقاومت نهایی سیستم اشاره شده است [12].

برونئو و برمن نیز با تعیین ظرفیت برشی نهایی سیستم دیوار برشی فولادی برای دو نوع اتصال ساده و گیردار تیر به ستون در سال ۲۰۰۳ مدل میله‌ای معادل را کامل‌تر نمودند [13].

تحقیقاتی روی تأثیر استفاده از فولاد نرم به جای فولاد ساختمانی در سال ۲۰۱۵ توسط زیرکیان و ژانگ تحقیقاتی صورت پذیرفت که کنترل جابه‌جایی و بهبود سختی سیستم از مهم‌ترین نتایج این مطالعات بودند [14].

برای پیش‌بینی رفتار سازه تحت نیروهای جانبی ناشی از زلزله با استفاده از آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی، با اطمینان قابل‌قبولی به اطلاعات زمین‌لرزه نیاز است تا بیانگر ویژگی‌های لرزه‌ای متفاوت شامل دامنه، محتوای فرکانسی، مدت دوام و غیره باشد. بنابراین آنالیز مذکور پیچیده، زمان‌بر و در بیشتر موارد غیرعملی است. برای رفع این محدودیت‌ها لازم است یک روش ارزیابی فراهم شود که نسبتاً ساده ولی بیانگر ویژگی‌های اصلی زمین‌لرزه و سایر سازه باید.

تحلیل استاتیکی افزایشی غیرخطی(PUSH-OVER) روشی برای تعیین اضافه مقاومت و شکل‌پذیری سازه‌ها می‌باشد. در این روش نیروی جانبی زلزله، توسط نیروی استاتیکی که به طبقات ساختمان اثر می‌کنند، شبیه‌سازی می‌شود. این نیروها آن‌قدر افزایش می‌یابند تا به بار نهایی یا تغییرمکان نهایی که از قبل مشخص است، برسند. در این حالت رفتار و عملکرد سازه قابل ارزیابی می‌باشد.

۲- مدل‌سازی نرم‌افزاری نمونه‌ها

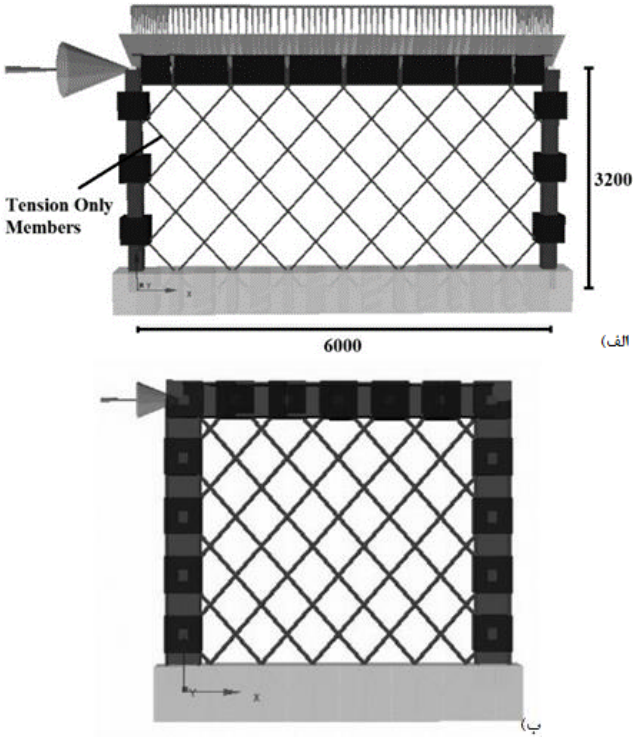
در این پژوهش برای مدل‌سازی نمونه‌ها از نرم‌افزار تحلیلی SEISMOSTRUCT استفاده شده است. برای مدل‌سازی سیستم دیوار برشی فولادی در این نرم‌افزار، از روش میله‌های معادل استفاده شده است. آیین‌نامه‌های مختلف، حداقل تعداد میله‌های معادل را برابر ۱۰ عدد در نظر گرفته‌اند. برای معادل‌سازی میله‌ها به عنوان جایگزین ورق دیوار برشی فولادی، ورق را در راستای زاویه میدان کشش به تعداد موردنظر تقسیم و به اندازه سطح مقطع هر قسمت، میله‌ای با همان سطح مقطع قرار داده شده است. به منظور آنکه میله‌های معادل‌سازی شده فقط نیروی کششی را تحمل نمایند، در انتهای هر میله المان لینکی با رفتار فقط کششی تعریف شده است. نمونه‌ای از مدل‌سازی قاب SPSW-SS1 در نرم‌افزار SEISMOSTRICT در شکل (۱ الف) ستون و ستون به فونداسیون گیردار می‌باشند.

نمونه‌های موردبررسی توسط این محققان شامل نمونه‌های ۱ طبقه با دهانه‌های مختلف و ضخامت‌های مختلف ورق می‌باشد. نمونه انتخاب شده برای درستی‌آزمایی نرم‌افزار دارای ورق با ابعاد ۴/۷×۳۰۰۰×۳۰۰۰ میلی‌متر و اعضای مرزی قائم (ستون) دارای مقطع W14×132 و عضو مرزی افقی (تیر) دارای مقطع W14×120 می‌باشند. اعضای مرزی به‌کاررفته در این آزمایش از فولاد A572 با تنش تسلیم ۵۰۰۰۰ Psi (معادل ۳۴۴ نیوتن بر میلی‌مترمربع) و ورق به‌کاررفته از فولاد A36 با تنش تسلیم ۳۶۰۰۰ Psi (معادل ۲۴۸ نیوتن بر میلی‌مترمربع) می‌باشند. همچنین نرم‌افزار استفاده شده در این تحقیق، انسیس می‌باشد [15].

۲-۱- درستی سنجش نرم افزار

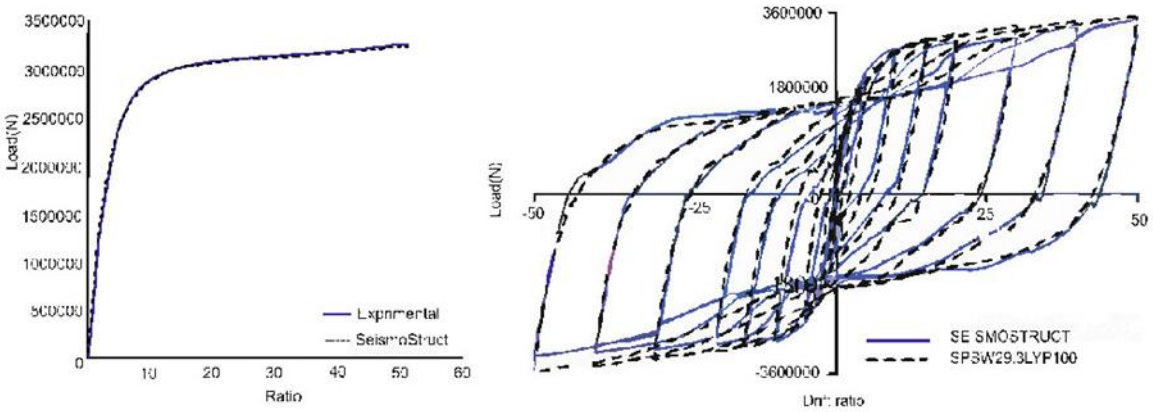
به منظور درستی‌آزمایی مدل‌سازی نمونه سیستم دیوار برشی فولادی در نرم‌افزار، نتایج مقاله تاده زیرکیان و جیان ژانگ [15] برای درستی آزمایی آنالیز پوش‌اور و هیسترزیس استفاده شده است.

نمونه مدل‌سازی شده برای درستی‌آزمایی نمونه زیرکیان در شکل (۱ ب) مشاهده می‌شود. نتایج آنالیز پوش‌اور و هیسترزیس روی این نمونه در شکل (۳) آورده شده است.



شکل ۱. الف) مدل‌سازی نمونه‌ی SPSW-SS1 در نرم‌افزار ب) نمونه‌ی مدل‌سازی شده در نرم‌افزار SEISMOSTRUCT

Fig. 1. a) Modeling of the SPSW-SS1 sample in SEISMOSTRUCT software b) Modeled sample in SEISMOSTRUCT software



شکل ۲. مقایسه نتایج تحقیقاتی و نرم‌افزار آنالیزهای پوش‌اور و هیسترزیس

Fig. 2. Comparison of research results and software for pushover and hysteresis analyses

جدول ۱. حد تغییرمکان نسبی طبقات برای سطوح عملکرد مختلف در FEMA 273 [10]

Table 1. Relative displacement limit of stories for different performance levels in FEMA 273 [10]

Performance Level / *Structural System*	Immediate Occupancy Performance Level	Life Safety Performance Level	Collapse Prevention Performance Level
Steel Moment-Resisting Frame System	0.07%	2.5%	5%
Steel Braced Frame System	0.5%	1.5%	2%

۳- آنالیز استاتیکی غیرخطی (PUSH-OVER)

آنالیز استاتیکی افزایشی یک روش آنالیز ساده شده برای ارزیابی عملکرد سازه هنگام زلزله می‌باشد. در این روش سازه طرح‌شده، تحت الگوی بارگذاری مشخص (تقریباً معادل نیروی اینرسی نسبی) که به همراه بارهای ثقلی بر سازه اثر می‌کند، قرار گرفته تا در یکی از نقاط سازه مفصل پلاستیک تشکیل شود. حالت نهایی به گونه‌های مختلف تعریف‌شده‌اند که به چند نمونه از آن‌ها می‌پردازیم:

۱- حالت نهایی مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران: حالت نهایی طبق این آیین‌نامه متناظر با رسیدن جابه‌جایی نسبی هر طبقه برابر با ۲/۵ درصد ارتفاع طبقه برای سازه‌های تا ۵ طبقه و ۲ درصد برای سایر ساختمان‌ها می‌باشد [16].

۲- دستورالعمل FEMA 273: مقادیر تغییرمکان نسبی مجاز طبقات برحسب سطح عملکرد و سیستم سازه‌ای موردنظر برحسب درصد ارتفاع طبقه در جدول (۱) آورده شده است [17].

۳- بارگذاری و تحلیل سازه تا حد سازوکار: پس‌ازآن‌که سازه به حالت نهایی موردنظر ما (که می‌تواند یکی از حالات بالا باشد) برسد، بارگذاری افزایشی متوقف شده و می‌توان مقادیر تقاضای لرزه‌ای را محاسبه نمود.

با انجام آنالیز استاتیکی غیرخطی روی نمونه‌ها، منحنی برش پایه-تغییرمکان بام از شروع بارگذاری تا رسیدن به حالت نهایی موردنظر قابل ترسیم است.

۳-۱- منحنی ظرفیت

یکی از مهم‌ترین دستاوردهای آنالیز استاتیکی افزایشی غیرخطی، نمودار برش پایه در مقابل تغییرشکل (معمولاً تغییرمکان بام) می‌باشد که منحنی ظرفیت سازه نامیده می‌شود. این منحنی، ظرفیت سازه را به نمایش می‌گذارد و بیانگر اطلاعات مهمی از قبیل سختی الاستیک اولیه، اولین جاری شدن، زوال سختی و مقاومت نهایی می‌باشد. بنابراین با استفاده از این نمودار نقاط ضعف و ویژگی‌های نامطلوب سازه مانند طبقه نرم، ناپیوستگی‌های سختی و مقاومت را می‌توان محاسبه نمود [18].

۳-۲- توزیع بار جانبی

چگونگی توزیع بار جانبی به‌کار رفته در آنالیز استاتیکی افزایشی خطی می‌تواند بر درستی نتایج تأثیر بگذارد، در حقیقت این توزیع باید بیانگر توزیع نیروی ناشی از زلزله باشد که باعث شدیدترین پاسخ‌ها در سازه می‌شود. به طورکلی دو نوع توزیع بار مورد استفاده قرار می‌گیرد. توزیع بار ثابت و توزیع بار متغیر [19].

۳-۳- توزیع بار ثابت

در این حالت، توزیع بار از پیش تعیین‌شده در حین آنالیز استاتیکی افزایشی غیرخطی بدون تغییر باقی می‌ماند.

تعدادی از توزیع‌های ثابت مورداستفاده عبارتند از:

- نیروی افقی متمرکز منفرد در بالاترین طبقه
- توزیع بار یکنواخت در تمام طبقات
- توزیع بار مثلثی مطابق پیشنهاد آیین‌نامه استاندارد
- توزیع بار متناسب با بردار جرم و شکل مود اصلی [19]

۳-۴- توزیع بار متغیر

به منظور لحاظ کردن تغییر نیروهای جانبی در سطوح مختلف تغییرشکل غیرالاستیک، تعدادی از پژوهشگران الگوهای بار متغیر برای استفاده در آنالیز افزایشی غیرخطی ارائه داده‌اند که توزیع بار در حین تغییرشکل سازه تغییر می‌کند [20]. تعدادی از توزیع‌های بار متغیر عبارتند از:

- ابتدا از توزیع متناسب با بردار جرم و شکل مود اصلی استفاده می‌شود تا اولین مفصل در سازه شکل گیرد. سپس با افزایش بار، نیروها طوری تنظیم می‌شوند که با وضعیت تغییرشکل

یافته سازه سازگار باشد.

- توزیع متناسب با برش طبقه در هر مرحله: این توزیع‌های بار نیاز به تلاش محاسباتی بیشتری دارند و برتری آن‌ها نسبت به توزیع‌های بار ثابت ساده اثبات نشده است [21]. بنابراین مبحث الگوی بار در این زمان یکی از نقاط ضعف آنالیز استاتیکی افزایشی غیرخطی می‌باشد [22].

بارگذاری صورت گرفته روی نمونه‌های مدل‌سازی شده از نوع ثابت و مثلثی شکل در نظر گرفته‌شده است. محاسبه بار مثلثی اعمال‌شده روی نمونه‌ها، بر اساس بار جانبی محاسبه شده از روش استاتیکی معادل صورت گرفته است.

۴- تئوری کلاسیک PFI

پس‌ازآنجام آنالیز استاتیکی غیرخطی روی تمام نمونه‌ها، در این قسمت به مقایسه و بررسی نتایج حاصل از تئوری PFI و آنالیز پوش‌اور در نمونه‌های طراحی‌شده به روش دوم (طراحی برای درصدی از برش طبقه) پرداخته شده است. برای مقایسه‌ی مناسب بین نیروهای حاصل از آنالیز پوش‌اور، اندرکنش ورق-قاب و نیروهای حاصل از تحلیل دستی بر مبنای آیین‌نامه، سختی ثانویه‌ی فولاد صفر در نظر گرفته‌شده است و همچنین از نیروی فشاری در میله‌ها صرف‌نظر شده است.

در این قسمت به بررسی نتایج آنالیز پوش‌اور نمونه‌های مورد بررسی پرداخته می‌شود. در شکل (۳) برش پایه، برش حاصل از آنالیز استاتیکی خطی و نمودار اندرکنش ورق-قاب (PFI) برای نمونه‌های ۱، ۳، ۵ و ۸ طبقه و در شکل (۴) برای نمونه‌های ۱۰، ۱۵، ۱۸، ۲۰ و ۳۰ طبقه رسم شده است.

بنابراین با بررسی نمونه‌های ۱ تا ۸ طبقه مشخص شد، تئوری PFI برای نمونه‌های ۱ طبقه تطابق کامل از لحاظ مقاومت نهایی ورق، قاب و کل سیستم دیوار برشی فولادی دارد. در نمونه‌های با طبقات بیشتر از ۱، این تئوری توانایی پیش‌بینی رفتار ورق را به‌خوبی دارد، اما توانایی پیش‌بینی دقیق رفتار قاب را ندارد، و به نظر می‌رسد روابط مربوط به پیش‌بینی رفتار قاب در این تئوری احتیاج به اصلاح دارد.

با توجه به اینکه با افزایش تعداد طبقات و در نتیجه افزایش ارتفاع سازه میزان اختلاف بین نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی نرم‌افزاری با نتایج حاصل از طراحی به روش PFI افزایش پیدا می‌کند، می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش ارتفاع عاملی بر رفتار قاب سازه تأثیرگذار خواهد بود که تئوری کلاسیک PFI توانایی تشخیص و محاسبه آن را ندارد.

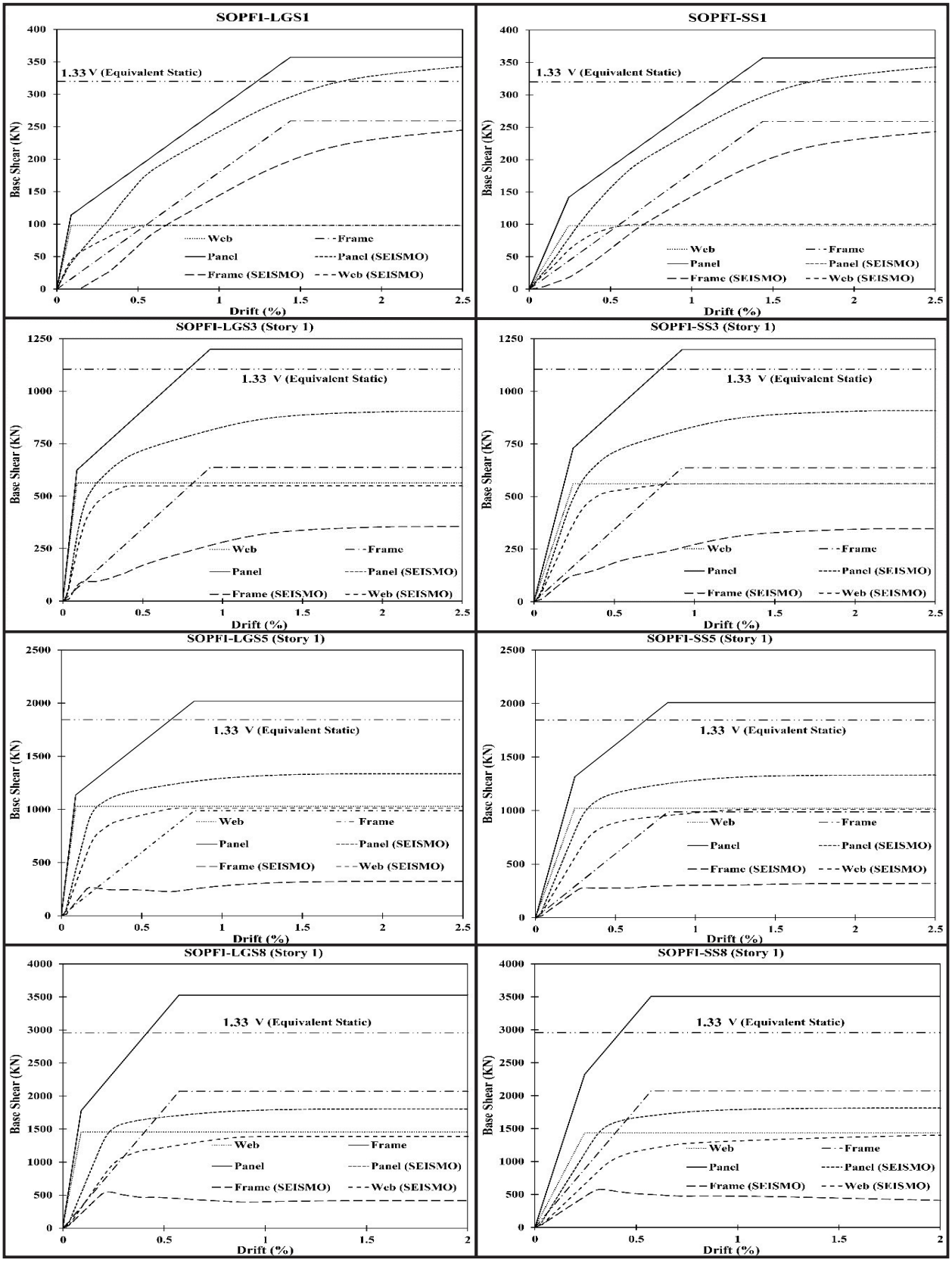
همانطور که از نتایج حاصل از مدلسازی نمونه‌ها در نرم‌افزار مشاهده شد، سیستم دیوار برشی فولادی با استفاده از فولاد ساختمانی و فولاد نرم، برای ساختمان‌ها تا ده طبقه رفتار مناسبی از خود نشان دادند.

اما برای ساختمان‌های بلند مرتبه (بیش از ۱۰ طبقه)، این اصل حاکم نبوده و سیستم دیوار برشی فولادی رفتار مناسبی ازخود نشان نمی‌دهد که علت عدم موفقیت رفتار سیستم دیوار برشی فولادی برای فیوز سازه‌های بلند مرتبه در مقابل بار جانبی، حاکم شدن نیروی خمشی (لنگر خمشی) بر سازه و کاهش اثر برش در نیروی قالب آن می‌باشد. به شرح دیگر، هنگامیکه ارتفاع ساختمان از ۱۰ طبقه بیشتر شود، آنگاه به هنگام اعمال بار جانبی به سازه، المان‌های سازه دچار عملکرد خمشی می‌شوند. به همین منظور برای پیش‌بینی صحیح رفتار سازه‌های بلند مرتبه بدون نیاز به مدلسازی آن در نرم‌افزار، به بسط تئوری کلاسیک PFI موجود پرداخته و عملکرد خمش را در این تئوری که تاکنون لحاظ نشده است، اعمال می‌کنیم و آن را از این پس تئوری کلاسیک MPFI می‌نامیم.

۵- عملکرد خمشی

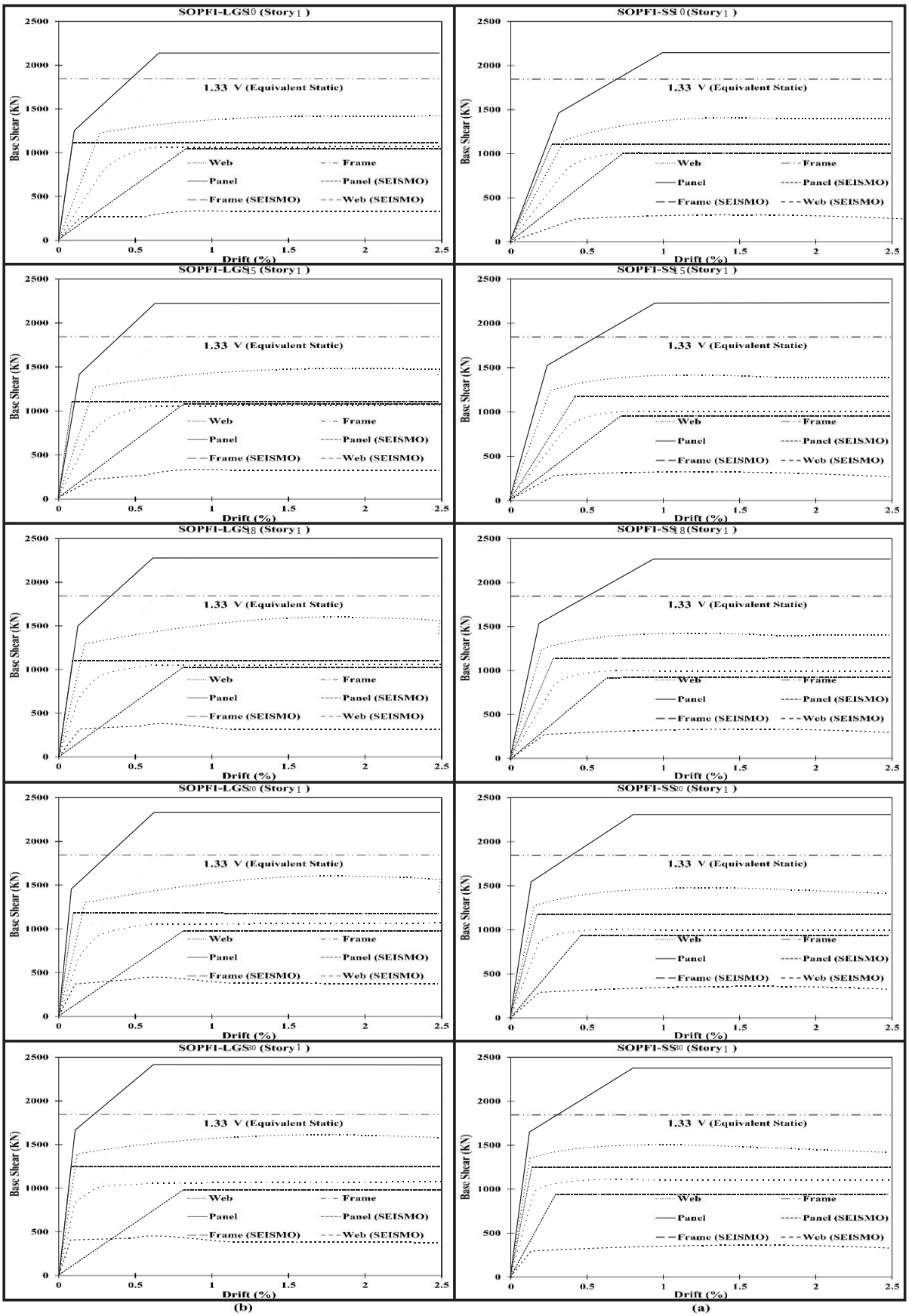
در بخش قبل به بررسی رفتار سیستم دیوار برشی فولادی ویژه برای نمونه‌های ۱، ۳، ۵، ۸، ۱۰، ۱۵، ۱۸، ۲۰ و ۳۰ طبقه، با استفاده از تئوری کلاسیک PFI و مدلسازی این سیستم در نرم افزار SeismoStructپرداخته شد. با استفاده از نتایج حاصل از نرم افزار برای سازه‌های بلندتر از ۱۰ طبقه اختلاف بین نتایج حاصل از نرم افزار و تئوری کلاسیک به‌وجود آمد.

با افزایش تعداد طبقات، این اختلاف نیز افزایش پیدا کرد، تا آن‌جا که مشخص شد هنگامیکه تعداد طبقات یک سازه افزایش پیدا می‌کند، یک تغییری در چگونگی اعمال بار در آن به‌وجود می‌آید که در تئوری کلاسیک PFI دیده نشده است.



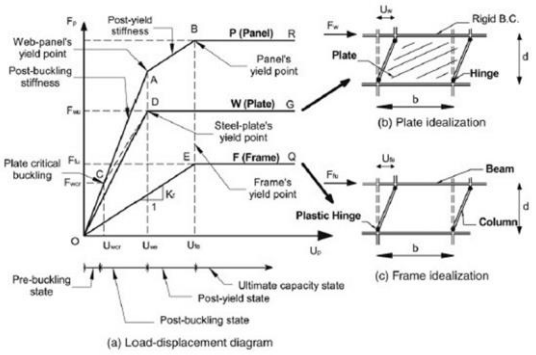
شکل ۳. مقایسه برش طراحی و برش پایه در نمونه‌های ۱، ۳، ۵ و ۸ طبقه با فولاد معمولی و فولاد نرم

Fig. 3. Comparison of design shear and base shear in 1, 3, 5, and 8-story specimens with normal steel and mild steel



شکل ۴. مقایسه برش طراحی و برش پایه در نمونه‌های ۱۰، ۱۵، ۱۸، ۲۰ و ۳۰ طبقه با فولاد معمولی و فولاد نرم

Fig. 4. Comparison of design shear and base shear in 10, 15, 18, 20, and 30-story specimens with normal steel and mild steel



شکل ۵. اجزای مدل MPFI الف) جابجایی بار برشی: فقط قاب، فقط صفحه، و آثار ترکیبی در پنل؛ ب) جزء ایده‌آل صفحه ج) جزء ایده‌آل قاب.[24]

Fig. 5. Components of the MPFI model a) Shear load displacement: frame only, plate only, and combined effects in the panel; b) Ideal plate component c) Ideal frame component. [24]

همانطور که در قسمت تصریح تئوری کلاسیک PFI مشاهده شد، این تئوری هیچ عامل خمشی در آن دیده نشده و با استفاده از تئوری کلاسیک موجود امکان پیش‌بینی رفتار سازه‌های بلند مرتبه وجود ندارد. به همین منظور در این بخش با توجه به اختلاف موجود بین تئوری کلاسیک و مدلسازی نرم‌افزار و تعیین نسبت خمش موجود در سازه، به بسط تئوری کلاسیک PFI برای رفتار خمشی سیستم دیوار برشی فولادی می‌پردازیم که آن را تئوری کلاسیک MPFI می‌نامیم.

۶- طراحی سیستم دیوار برشی فولادی با استفاده از روش MPFI

۶-۱- فرآیند طراحی سیستم دیوار برشی فولادی

در آیین‌نامه کانادا (NBCC)، ضوابط حالت حدی برای طراحی لرزه‌ای به طور خاص برای رسیدگی به طراحی مقاومتی نوشته شده است. برای رعایت این ضوابط، ظرفیت نهایی سیستم دیوار برشی فولادی به عنوان وسیله‌ای برای تعیین مقاومت طراحی آن در نظر گرفته نشده است. در عوض، تصمیم گرفته شد که مقاومت طراحی پس از وقوع تسلیم در سیستم تعیین شود.

با توجه به رابطه‌های موجود در تحلیل و طراحی دیوارهای صفحه‌ای فولادی که با استفاده از ارزیابی تجربی [23] بیان شده است، به بررسی روش پیشنهادی MPFI برای طراحی یک سیستم دیوار برشی فولادی پرداخته شده است.

۱- محاسبه و رسم نمودارهای جابجایی بار برشی

برای این کار از رابطه (۱) و (۲) برای نمودار جابه‌جایی-بار برشی صفحه استفاده می‌شود. شکل (۶-الف و ۶-ب) همچنین زاویه شیب ۴۵ درجه در نظر گرفته شده است.

$$F_{wu} = (\tau_{cr} + 0.5 \cdot \sigma_{ty} \cdot \sin 2\theta) \cdot b \cdot t \quad (۱)$$

$$U_{we} = U_{wcr} + U_{wpb} \quad (۲)$$

در رابطه (۲)، U_{wcr} جابه‌جایی برشی بحرانی صفحه و U_{wpb} جابجایی برشی مؤلفه پس از کمانش نیروی برشی می‌باشد که به ترتیب از رابطه (۳ و ۴) محاسبه می‌شود.

$$U_{wcr} = (\tau_{cr}/G)\, d \quad (۳)$$

$$U_{wpb} = ((2\cdot\sigma_{ty})/(E\cdot\sin 2\theta))\cdot d \quad (۴)$$

ازرابطه (۵) برای نمودار جابه‌جایی-بار برش قاب قسمت ج شکل(۳) استفاده می‌شود.

$$F_{fu} = 4\, M_{fp}/d \quad (۵)$$

$$U_{fe} = (M_{fp}\cdot d^2)/(6\cdot E\cdot I_f)\,(12\cdot\rho+4)/(12\cdot\rho+1) \quad (۶)$$

در رابطه (۶)، $\rho=\sum(E\ Ib/b)/\sum EIf/d$ می‌باشد.

نمودار جابه‌جایی-بار برشی پنل را با روی هم قرار دادن نمودار جابه‌جایی-بار برشی صفحه و نمودار جابه‌جایی-بار برشی قاب، که به صورت افزایشی در نظر گرفته می‌شود، به دست می‌آید.

۲- محاسبه نمودارهای بار خمشی و جابه‌جایی

با استفاده از روابط (۷ تا ۱۰) می‌توان نمودار بار خمشی-جابه‌جایی سیستم را رسم کرد.

$$M_y = \sigma_b\, S_{eff} = \sigma_b\ \ I_{eff}/((1-j)b) \quad (۷)$$

$$U_{my} = \varphi_{my}\, d \quad (۸)$$

$$M_P = \sigma_0\, Z_P \quad (۹)$$

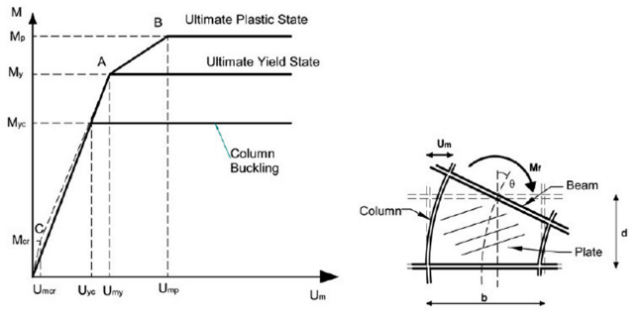
$$U_{mp} = \varphi_{mp}\, d \quad (۱۰)$$

با استفاده از نمودار جابه‌جایی عملکرد خمشی (شکل ۷)، جابه‌جایی خمشی پنل ناشی از نیروی خمشی اعمال شده را محاسبه می‌شود.

۳- اصلاح نمودار جابه‌جایی بار برشی برای گشتاورهای واژگونی

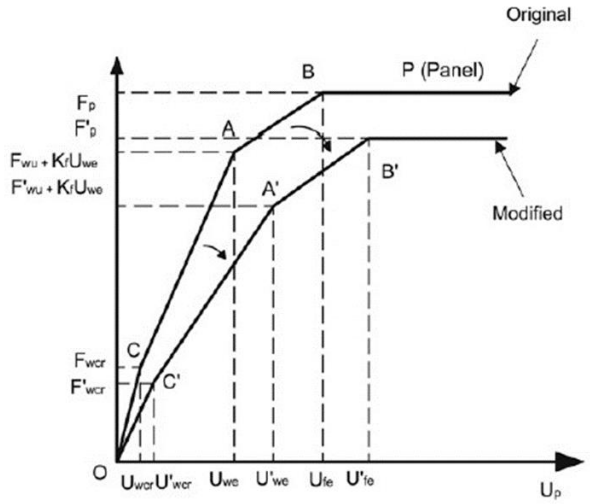
از روابط (۱۱ تا ۱۴) برای اصلاح نمودار جابه‌جایی-بار برشی استفاده می‌شود.

$$F_{mwu} = F'_{wu} + K_f \cdot U_{we} \quad (۱۱)$$



شکل ۶. جابه‌جایی بار مدل خمشی MPFI پنل (ترکیبی از صفحه جان و قاب) ایده‌آل‌سازی صفحه مدل MPFI برای تغییر شکل خمشی.[24]

Fig. 6. Load transfer of the MPFI panel flexural model (combination of web and frame) Idealization of the MPFI panel model for flexural deformation. [24]



شکل ۷. نمودار بار–جابه‌جایی اصلاح‌شده برای مقاومت برشی سیستم دیوار برشی فولادی [24]

Fig. 7. Modified load-displacement diagram for shear resistance of steel shear wall system [24]

$$U'_{we} = U_{we}(\sigma'_{ty}) + U_{we}(M_f) = U_{we} + \varphi_{my}(M_f) \quad (۱۲)$$

$$F_P = F_{wu} + F_{fu} - N \quad (۱۳)$$

$$U'_{fe} = U_{fe} + \varphi_{mp}(M) \cdot d \quad (۱۴)$$

نمودار جابه‌جایی–بار برشی پنل قسمت الف شکل (۶)، با استفاده از گشتاور کل ایجاد شده توسط بارهای واژگونی اعمال شده اصلاح می‌شود که در شکل (۷) مشاهده می‌شود.

از نمودار جابه‌جایی–بار برشی اصلاح‌شده شکل (۸) برای محاسبه جابه‌جایی برشی اصلاح‌شده برای پنل حاصل از بار برشی اعمال‌شده و گشتاورهای واژگونی استفاده می‌شود.

۴- بررسی ظرفیت فشاری و خمشی محوری ترکیبی ستون‌ها

با استفاده از رابطه (۱۵ و ۱۶)، می‌توان اطمینان حاصل کرد که ظرفیت ستون از گشتاورهای خمشی ایجاد شده توسط بارهای برشی اعمال شده و تنش‌های مرزی نرمال مرتبط با میدان کشش بزرگتر است. (به عبارت دیگر، از رابطه (۱۵ و ۱۶)، بارهایی را که ستون باید در برابر آن‌ها مقاومت کند، ارائه می‌دهد.) برای بارهای محوری ایجاد شده توسط بار مرده و گشتاورهای واژگونی می‌توان از رابطه (۱۷) استفاده کرد.

$$M_{fp} \geq (\sigma_{ty} \cdot t \cdot d^2 \cdot \cos^2\theta)/8 \quad (۱۵)$$

$$M_{fp} \geq (\sigma_{ty} \cdot t \cdot d^2 \cdot \cos^2\theta)/12 + K_f U'_{we} \cdot d/4 \quad (۱۶)$$

$$P_{cf} \geq C_f + M/b + 1/2 \cdot \sigma_{ty} t \cdot b \cdot \sin^2\theta \quad (۱۷)$$

۵- محاسبه ظرفیت فشاری محوری و خمشی ترکیبی تیرها

با استفاده از رابطه (۱۸ و ۱۹) می‌توان اطمینان حاصل کرد که ظرفیت تیر، بزرگتر از گشتاورهای ناشی از بارهای برشی و تنش‌های مرزی نرمال مرتبط با میدان کشش است.

$$M_{fp} \geq (\sigma_{ty} \cdot \Delta t \cdot b^2 \cdot \sin^2\theta)/8 \quad (۱۸)$$

$$M_{fp} \geq (\sigma_{ty} \cdot \Delta t \cdot b^2 \cdot \sin^2\theta)/12 + Z_c \sigma'_{yc} \quad (۱۹)$$

همچنین با استفاده از رابطه (۲۰) نیز می‌توان اطمینان حاصل کرد که ظرفیت تیر بزرگتر از تنش‌های مرزی نرمال مرتبط با میدان کشش اعمال شده بر ستون‌ها است.

$$P_{cf} \geq 0.5 \cdot \sigma_{ty}(t_1 + t_2) \cdot d \cdot \cos^2\theta \quad (۲۰)$$

۶- مطابقت ورق با روش طراحی ظرفیت

با استفاده از رابطه (۲۱) می‌توان اطمینان حاصل کرد که صفحه فولادی انرژی بیشتری نسبت به قاب اتلاف می‌کند و ورق سیستم دیوار برشی فولادی با روش طراحی ظرفیت که هدف آن شکست ورق به عنوان فیوز سیستم است، مطابقت دارد.

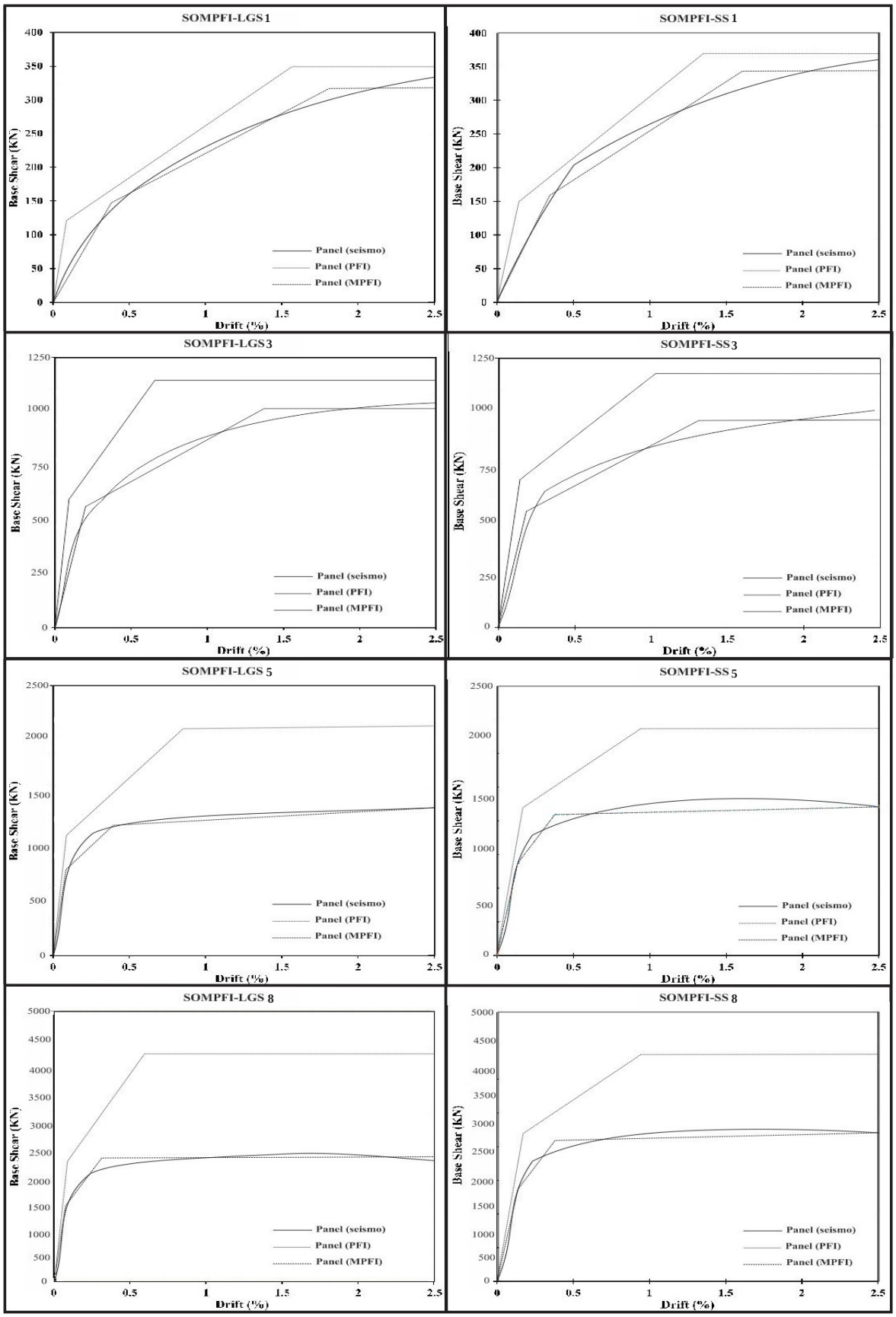
$$U_{fe} > U_{we} \quad (۲۱)$$

۷- بررسی اثر P-Delta

اثر P-Delta ناشی از بار مرده را که باید در فرآیند طراحی در نظر گرفته شود، با استفاده از مفاد پیشنهادی آیین‌نامه طراحی، بررسی می‌شود.

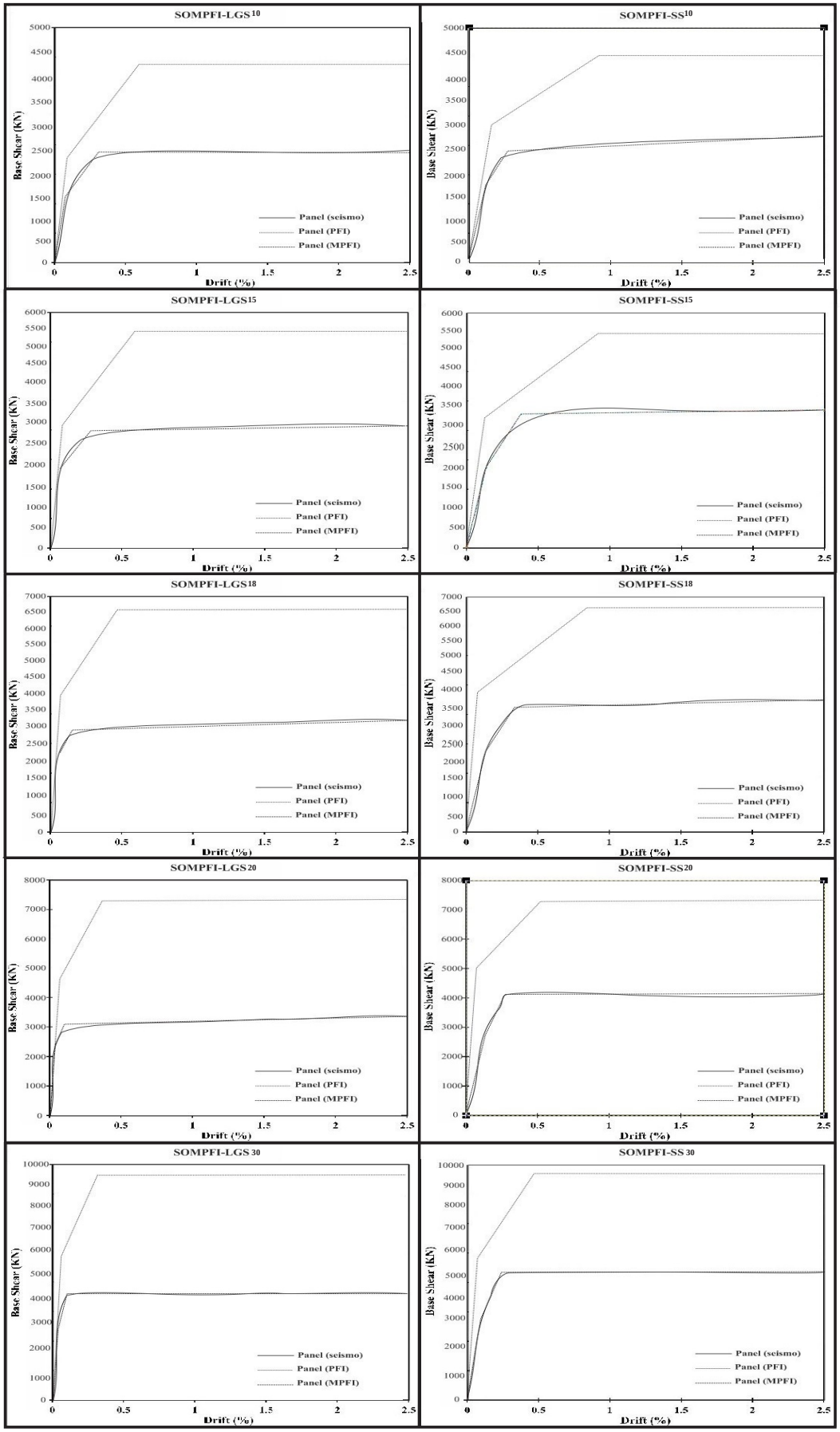
۸- این روش را تا زمانی که بتوان به یک طراحی بهینه (با نسبت تقاضا به ظرفیت بالا) دست یافت، تکرار می‌شود.

توجه داشته باشید که روابط (۱۱ تا ۲۰) از تنش تسلیم به جای مقدار تنش واقعی میدان کشش استفاده می‌کنند، زیرا مقاطع تیر یا



شکل ۸. مقایسه برش طراحی و برش پایه در نمونه‌های ۱، ۳، ۵ و ۸ طبقه با فولاد معمولی و فولاد نرم

Fig. 8. Comparison of design shear and base shear in 1, 3, 5, and 8-story specimens with normal steel and mild steel



شکل ۹. مقایسه برش طراحی و برش پایه در نمونه‌های ۱۰، ۱۵، ۱۸، ۲۰ و ۳۰ طبقه با فولاد معمولی و فولاد نرم

Fig. 9. Comparison of design shear and base shear in 10, 15, 18, 20 and 30-story specimens with normal steel and mild steel

ستون باید در برابر تنش‌های مرزی نرمال مرتبط با میدان کشش، بسیار فراتر از تسلیم صفحه پرکننده (که نقش فیوز را دارد) مقاومت کنند. در نتیجه با استفاده از روابط (۲۲ تا ۲۷) می‌توان تئوری کلاسیک MPFI را تکمیل نمود.

$$F'_{wcr} = [(M_f / M_{fcr} V_f)^2 + 1/F^2_{wcr}]^{-1/2} \quad (۲۲)$$

$$U'_{wcr} = \tau'_{cr}\, d/G + \varphi_{mcr}\, d \quad (۲۳)$$

$$F_{wcr} = \tau_{cr}\, b\, t \quad (۲۴)$$

$$U_{wcr} = \tau_{cr}\, d/G \quad (۲۵)$$

$$M_{cr} = \sigma_{cr}\, S_t \quad (۲۶)$$

$$U_{mcr} = \varphi_{mcr}\, d \quad (۲۷)$$

با توجه به روابط بیان شده، تئوری کلاسیک PFI که قابلیت درنظر گرفتن خمش در سیستم دیوار برشی فولادی را نداشت به تئوری کلاسیک MPFI تبدیل می‌شود.

۶-۲- طراحی و مقایسه نمونه‌ها

با توجه به فرمول‌های ارائه شده برای تئوری کلاسیک MPFI می‌توان نمونه‌های مورد استفاده در این پژوهش را با روابط بسط داده شده، طراحی نمود. در این قسمت نمونه‌های مورد مطالعه را با استفاده از روابط جدید طراحی کرده و با نتایج حاصل از طراحی PFI و مدلسازی نرم افزاری مقایسه می‌شود. در شکل (۸) برش پایه، برش حاصل از آنالیز غیرخطی و نمودار اندرکنش بسط داده شده برای خمش ورق-قاب (MPFI) برای نمونه‌های ۱، ۳، ۵ و ۸ طبقه و در شکل (۹) برای نمونه‌های ۱۰، ۱۵، ۱۸، ۲۰ و ۳۰ طبقه رسم شده است.

دراین پژوهش نمونه‌ها به‌گونه‌ای طراحی شدند که نمودار حاصل از اندرکنش بسط داده شده برای خمش ورق-قاب(MPFI) با نمودار حاصل از اندرکنش ورق-قاب (PFI) و نتایج حاصل از مدلسازی نرم‌افزاری رسم شده است.

۷- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به بررسی اثر استفاده از فولاد با رده مقاومتی پایین بر روی رفتار سیستم دیوار برشی فولادی پرداخته شده است. بدین منظور ۲۷ مدل با تعداد طبقات مختلف (۱، ۳، ۵، ۸، ۱۰، ۱۵، ۱۸، ۲۰ و ۳۰ طبقه) با استفاده از فولاد معمولی و فولاد در نظر گرفته شد. برای طراحی نمونه‌ها از روابط راهنمای شماره‌ی ۲۰ آیین‌نامه‌ی AISC استفاده گردید. پس از طراحی، نمونه‌ها با استفاده از روش میله‌های معادل در نرم‌افزار SEISMOSTRUCT مدل گردیدند.نتایج حاصل ازنرم‌افزار SEISMOSTRUCT با نتایج نرم‌افزار مطابقت کامل داشتند. زمان تناوب نمونه‌هایی که در آن فولاد نرم به‌کاررفته بود، به دلیل سختی بیشتر این نمونه‌ها نسبت به نمونه‌های با فولاد معمولی کوچک‌تر بودند. هرچه تعداد طبقات نمونه‌ها افزایش یافتند، اختلاف زمان تناوب نمونه‌های با فولاد معمولی و نرم کوچک‌تر شد.

به منظور مقایسه‌ی رفتار لرزه‌ای، نمونه‌ها تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور) قرار گرفتند. با مقایسه‌ی نیروهای عملکردی و نرم‌افزاری مشاهده گردید که در تمام نمونه‌ها، نیروی محوری ستون با استفاده از روش عملکردی به‌صورت دست‌بالا محاسبه می‌گردد.

نکته‌ی قابل‌توجه در نمونه‌های پنج و هشت طبقه تسلیم نشدن تمام میله‌ها تا دریفت مجاز آیین‌نامه بود. معیار آیین‌نامه در طراحی عملکردی، تسلیم تمام میله‌ها می‌باشد. با توجه به تسلیم نشدن تمام میله‌ها در نمونه‌های پنج و هشت طبقه تا دریفت مجاز آیین‌نامه، پیشنهاد می‌گردد.

همچنین با مقایسه‌ی نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی و تئوری PFI، مشخص گردید که نتایج این تئوری در نمونه‌های ۱ طبقه با نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی تطبیق کامل دارد. اما در نمونه‌های بیش از ۱ طبقه، به نظر می‌رسد روابط مربوط به ظرفیت قاب از دقت کافی برخوردار نبوده و احتیاج به اصلاح دارند. با مقایسه‌ی نمودار ظرفیت دو خطی‌شده مشخص گردید، در تمام روش‌های طراحی نمونه‌ی با فولاد نرم در جابه‌جایی و برش کوچک‌تری تسلیم شده و سریعتر وارد ناحیه‌ی غیرخطی می‌گردد. تسلیم ورق در جابه‌جایی‌های کوچکتر باعث آسیب کمتر به اعضای اصلی سازه می‌گردد. در مرحله‌ی بعد پارامترهای لرزه‌ای نمونه‌های دیوار برشی فولادی با استفاده از نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی محاسبه گردیدند. برای محاسبه‌ی پارامترهای لرزه‌ای، نقطه‌ی انتهایی نمودار ظرفیت، یک بار برابر نقطه‌ی عملکرد و بار دیگر برابر دریفت ۲/۵ درصد در نظر گرفته شد.

اگر معیار محاسبه‌ی پارامترهای لرزه‌ای نقطه‌ی عملکرد باشد، در تمام نمونه‌های طراحی‌شده و تمام روش‌های طراحی استفاده از فولاد نرم باعث بهبود پارامترهای لرزه‌ای از قبیل ضریب کاهش شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار گردید.

درصورتی‌که معیار محاسبه‌ی پارامترهای لرزه‌ای دریفت ۲/۵ درصد باشد، در نمونه‌های ۱ طبقه، ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری در نمونه‌ای بزرگ‌تر می‌باشد که برای درصد بزرگ‌تری از برش پایه طراحی گردیده است. اما در مورد ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار، هرچه نمونه برای درصد کوچک‌تری از برش پایه طراحی گردد، دارای ضریب اضافه مقاومت بزرگ‌تری است.

شایان ذکر است در تمام روش‌های طراحی، استفاده از فولاد با رده مقاومتی پایین، باعث افزایش ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار گردید.

استفاده از فولاد نرم در نمونه‌ها با ارتفاع کم (تا ۱۰ طبقه) منطقی بوده و موجب بهبود رفتار سازه می‌شود اما در سازه‌های بلند مانند ۱۵ و بالاتر طبقه به دلیل حاکم شدن خمش در نمونه، نمونه با فولاد ساختمانی رفتار مناسب‌تری نسبت به فولاد نرم از خود نشان می‌دهد. باتوجه به حاکم شدن خمش در ساختمان‌های بلند مرتبه، تئوری کلاسیک PFI موجود به دلیل عدم اعمال خمش در فرمول‌های خود امکان پیش‌بینی صحیح رفتار سازه در مقابل بارهای جانبی را ندارد؛ به همین علت در این پژوهش به بسط تئوری کلاسیک PFI برای رفتار خمشی سازه‌های بلند مرتبه پرداخته شد و نام آن تئوری کلاسیک MPFI قرار گرفت.

تشکر و قدردانی

از داوران محترم برای داوری این مقاله کمال تشکر را داریم.

تعارض منافع

هیچ تعارض منافعی برای نویسنده این مقاله در انتشار آن وجود ندارد.

نقش نویسندگان

سهم هریک از نویسندگان در این مقاله برابر می‌باشد.

منابع مالی

در این تحقیق از هیچ منابع مالی کمک گرفته نشده است.

بیانیه هوش مصنوعی

در این تحقیق از هیچ یک از ابزارهای هوش مصنوعی استفاده نشده است.

References

[1] Sabouri, S., 2001. *An introduction to steel plate shear walls*. Angizeh Publishing.

[2] Takahashi, Y., Takemoto, Y., Takeda, T. and Takagi, M., 1973. Experimental study on thin steel shear walls and particular bracings under alternative horizontal load. In: *IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*, Lisbon, Portugal, pp. 185–191. doi: 10.5169/seals-13766.

[3] Mimura, H. and Akiyama, H., 1977. Load-deflection relationship on earthquake-resistant steel shear walls developed diagonal tension field. *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, 260, pp. 109–114. doi: 10.3130/aijsaxx.260.0_109.

[4] Thorburn, L.J., Kulak, G.L. and Montgomery, C.J., 1983. *Analysis of steel plate shear walls*. Structural Engineering Report No. 107. Edmonton, Alberta, Canada: Department of Civil Engineering, University of Alberta.

[5] Timler, P.A. and Kulak, G.L., 1983. *Experimental study of steel plate shear walls*. Structural Engineering Report No. 114. Edmonton, Alberta, Canada: Department of Civil Engineering, University of Alberta.

[6] Canadian Standards Association, 2001. *CAN/CSA-S16.1: Limit states design of steel structures*. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association.

[7] Tromposch, E.W. and Kulak, G.L., 1987. *Cyclic and static behaviour of thin panel steel plate shear walls*. Structural Engineering Report No. 145. Edmonton, Alberta, Canada: Department of Civil Engineering, University of Alberta.

[8] Roberts, T.M. and Sabouri-Ghomi, S., 1991. Hysteretic characteristics of unstiffened plate shear panels. *Thin-Walled Structures*, 12(2), pp. 145–162. doi: 10.1016/0263-8231(91)90061-M.

[9] Roberts, T.M. and Sabouri-Ghomi, S., 1992. Hysteretic characteristics of unstiffened perforated steel shear panels. *Thin-Walled Structures*, 14(2), pp. 139–151. doi: 10.1016/0263-8231(92)90047-Z.

[10] Caccese, V., Elgaaly, M. and Chen, R., 1993. Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load. *Journal of Structural Engineering*, 119(2), pp. 573–587. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:2(573).

[11] Elgaaly, M., Caccese, V. and Du, C., 1993. Postbuckling behavior of steel-plate shear walls under cyclic loads. *Journal of Structural Engineering*, 119(2), pp. 588–605. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:2(588).

[12] Rezai, M., Ventura, C.E. and Prion, H.G.L., 2000. Numerical investigation of thin unstiffened steel plate

shear walls. In: *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.

[13] Berman, J.W. and Bruneau, M., 2003. Plastic analysis and design of steel plate shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 129(11), pp. 1448–1456. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:11(1448).

[14] Zirakian, T. and Zhang, J., 2015. Buckling and yielding behavior of unstiffened slender, moderate, and stocky low yield point steel plates. *Thin-Walled Structures*, 88, pp. 105–118. doi: 10.1016/j.tws.2014.11.022.

[15] Arezoomand Langarudi, P., Adibramezani, M., Hojatkashani, A. and Farokhizadeh, S., 2024. Effect of design optimality and overstrength on the seismic performance of steel plate shear walls. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*. doi: 10.1007/s40996-024-01513-7.

[16] Building and Housing Research Center, 2013. *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings: Standard No. 2800*. 4th ed. Tehran: Building and Housing Research Center Publications.

[17] Chen, Z. and Mo, L., 2024. Seismic performance of concrete-filled double corrugated-steel-plate shear wall with T-section. *Journal of Constructional Steel Research*, 219, 108758. doi: 10.1016/j.jcsr.2024.108758.

[18] Du, Y., Amer, M., Chen, Z., Al-Haaj, M. and Huang, J., 2024. Seismic behaviors of CFT-column frame-four-corner bolted connected buckling-restrained steel plate shear walls using ALC/RAC panels. *Thin-Walled Structures*, 195, 111365. doi: 10.1016/j.tws.2023.111365.

[19] Du, Y., et al., Degradation of Seismic Performance of Thin Steel Plate Shear Walls in Earthquakes. Buildings, 2024. 14(4): p. 888.

[20] Du, Y., Zhang, M., Cao, Y. and Xue, L., 2024. Degradation of seismic performance of thin steel plate shear walls in earthquakes. *Buildings*, 14(4), 888. doi: 10.3390/buildings14040888.

[21] Feng, L., Yang, H. and Ou, J., 2024. Experimental study on the seismic performance of GFRP-stiffened steel plate shear walls. *Structures*, 64, 106514. doi: 10.1016/j.istruc.2024.106514.

[22] Feng, L., Yang, H. and Ou, J., 2024. Experimental and numerical study on vertically-placed stiffened corrugated steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 219, 108765. doi: 10.1016/j.jcsr.2024.108765.

[23] Kharrazi, M.H.K., Ventura, C.E. and Prion, H.G.L., 2011. Analysis and design of steel plate walls: experimental evaluation. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 38(1), pp. 60–70. doi: 10.1139/L10-096.

[24] Kharrazi, M.H.K., Prion, H.G.L. and Ventura, C.E., 2008. Implementation of M-PFI method in design of steel plate walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 64(4), pp. 465–479. doi: 10.1016/j.jcsr.2007.09.005.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Ojaghpur Maleki, M.H., Basaligheh, F. and Ebadi, P., 2027. Extension of Classical PFI theory for Bending Behavior in Special Steel Plate Shear Walls using Nonlinear Analyses for Different Steel Grades. *Modares Civil Engineering journal*, 26(6), pp.85-100.