



Semnan University

Journal of Modeling in Engineering

Journal homepage: <https://modelling.semnan.ac.ir/>

ISSN: 2783-2538



Research Article

Evaluation Seismic Behavior of Steel Frame with Infill Plate and Eccentric Brace

Reza Khalili Sarbangoli ^a, Ahmad Maleki ^{a,*}, Ramin K. Badri ^b

^a Department of Civil Engineering, Maragheh Branch, Islamic Azad University, Maragheh, Iran

^b Department of Civil Engineering, Azarshahr Branch, Islamic Azad University, Azarshahr, Iran

PAPER INFO

Paper history:

Received: 2024-03-17

Revised: 2025-02-08

Accepted: 2025-03-01

Keywords:

Steel plate shear wall;
Eccentric brace;
Seismic loading;
Opening.

ABSTRACT

Steel Plate Shear Walls (SPSW) are modern earthquake-resistant systems. One of the important design challenges of steel shear walls is the possibility of creating an opening in the steel plate. This process decreases the stiffness, ductility, and strength of SPSWs. In the present study, a new bearing system is proposed considering the opening in the steel plate, and controlling the buckling, in the wall using eccentric braces at the edge of the opening. The proposed models are designed in compliance with AISC 341 provisions and then subjected to 7 earthquake records. The results of the dynamic analyses are compared with those of the steel shear wall model without opening. The results of numerical models show that the steel shear wall participates, 80% in load resisting. In the model with a middle beam between two braces (M3), and the model with a central middle beam (M2), the participation of the steel plate is 60% and 30% of the total lateral load, respectively. In the models with the central middle beam, the plate has entered the plastic stage, and all the boundary elements almost remain elastic. Moreover, a sudden decrease or increase due to sudden yielding or failure of elements is not observed in the proposed system under dynamic loading.

DOI: <https://doi.org/10.22075/jme.2025.33550.2638>

© 2025 Published by Semnan University Press.

This is an open access article under the CC-BY 4.0 license. (<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>)

* Corresponding author.

E-mail address: A.maleki@iau-maragheh.ac.ir

How to cite this article:

A. Maleki, R. Reza Khalili Sarbangoli and R. K. Badri, "Evaluation seismic behavior of steel frame with infill plate and eccentric brace," Journal of Modeling in Engineering, 23 83 (2025): 255-273, doi: 10.22075/jme.2025.33550.2638

ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب فولادی دارای ورق پرکننده و مهاربندهای واگرا

رضا خلیلی ساربانقلی^۱، احمد ملکی^{۱*}، رامین کتابفروش بدری^۲

اطلاعات مقاله	چکیده
دریافت مقاله: ۱۴۰۲/۱۲/۲۷	
بازنگری مقاله: ۱۴۰۳/۱۱/۲۰	
پذیرش مقاله: ۱۴۰۳/۱۲/۱۱	
واژگان کلیدی:	
دیوار برشی فولادی،	از سیستم‌هایی نوین مقاوم در برابر زلزله می‌توان به دیوارهای برشی فولادی (SPSW) اشاره کرد. یکی از چالش‌های مهم دیوارهای برشی فولادی امکان ایجاد بازشو در ورق فولادی می‌باشد. با این حال ایجاد بازشو، منجر به کاهش سختی، شکل‌پذیری و مقاومت سازه می‌شود. در مطالعه حاضر، سیستم باربر جدیدی با در نظر گرفتن بازشو در ورق فولادی و همچنین جهت کنترل کمناش استفاده از مهاربندهای واگرا در لبه بازشو پیشنهاد می‌گردد. در مدل‌های پیشنهادی براساس آیین نامه AISC 341، طراحی می‌شوند و سپس تحت ۷ رکورد زلزله نتایج تحلیل‌های دینامیکی مدل‌های پیشنهادی با مدل دیوار برشی فولادی بدون بازشو مورد مقایسه قرار می‌گیرد. نتایج مدل‌های عددی نشان می‌دهند که در دیوار برشی فولادی، سهم باربری ورق فولادی برابر ۸۰٪ و در مدل دارای تیر میانی مابین دو مهاربند (M3)، سهم ورق پرکننده ۶۵٪ و در مدل دارای تیر میانی سراسری (M2)، سهم ورق پرکننده برابر ۳۰٪ بار کل جانبی می‌باشد. در مدل‌ها با تیر میانی سراسری، ورق‌های پرکننده وارد مرحله پلاستیک می‌شوند و تمامی المان‌های مرزی تقریباً در مرحله الاستیک قرار دارند. همچنین تحت بارگذاری دینامیکی، کاهش یا افزایش ناگهانی به دلیل تسلیم یا گسیختگی ناگهانی المان‌ها در سیستم پیشنهادی مشاهده نمی‌شود.
	DOI: https://doi.org/10.22075/jme.2025.33550.2638
	© 2025 Published by Semnan University Press.
	This is an open access article under the CC-BY 4.0 license. (https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

۱- مقدمه

در حالت کلی، استفاده از SPSW^۳ به عنوان سیستم باربر جانبی باعث کاهش وزن سازه می‌گردد، از این‌رو استفاده از این سیستم در مناطق با نواحی لرزه خیزی بالا مورد توجه قرار گرفته است [۱-۳]. مطالعات انجام شده در این زمینه نشان داده که این سیستم‌ها در برابر نیروهای جانبی دارای مقاومت بالا، اتلاف انرژی و سختی مناسب است و به علت سادگی در اجرا، کاربرد آن به سرعت در حال گسترش می‌باشند. از همین‌رو در چند دهه اخیر در ساخت، تقویت و مقاوم‌سازی سازه‌ها در کشورها با زلزله‌خیزی بالا SPSW

مورد استفاده قرار گرفته است [۴-۵].
ناصرنیا و شوکتی [۶]، به بررسی جنبه‌های نظری و تجربی نوع خاصی از دیوارهای برشی که در میانه دهانه فولادی دارای بازشو دایروی و توسط بادیبندهای کششی به قاب کناری مهار شده‌اند، پرداختند. اجرای دیوار برشی میانی به منظور اجتناب از نیاز به تقویت ستون‌های اصلی می‌باشد. در مطالعه ناصرنیا و شوکتی ورق فولادی به یک قاب صلب متصل گردید. یک سیستم در مقیاس آزمایشگاهی به اندازه ۸۰ سانتی‌متر ساخته و بارگذاری چرخه‌ای به سیستم اعمال گردید. نتایج نشان دادند که استفاده از بادیبندهای کششی

* پست الکترونیک نویسنده مسئول: A.maleki@iau-maragheh.ac.ir

۱. گروه مهندسی عمران، واحد مراغه، دانشگاه آزاد اسلامی، مراغه، ایران

۲. گروه مهندسی عمران، واحد آذرشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، آذرشهر، ایران

استناد به این مقاله:

احمد ملکی، رضا خلیلی ساربانقلی و رامین کتابفروش بدری، "ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب فولادی دارای ورق پرکننده و مهاربندهای واگرا"، مدل سازی در مهندسی، ۲۳، ۸۳ (۱۴۰۴): ۲۷۳-۲۵۵، doi: 10.22075/jme.2025.33550.2638

³ Steel Plate Shear Wall

شرایط بار لرزه‌ای پرداخته شده است. صفحات فولادی موج‌دار سینوسی و مستطیلی با دو ضخامت مختلف در نظر گرفته شد و بازشوها در این مطالعه بصورت مربعی و دایره‌ای می‌باشند. عملکرد دیوارهای برشی فولادی در مقابل موقعیت دهانه نیز مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج نشان داد، با افزایش ضخامت ورق فولادی موج‌دار، ظرفیت بارگذاری نیز افزایش می‌یابد. همچنین یک سوراخ شدگی مربعی ظرفیت بارگذاری دیوار برشی را در مقایسه با سوراخ شدگی دایره‌ای، بیشتر کاهش می‌دهد. در دیوارهای برشی بدون بازشو، ورق‌های دوزنقه‌ای ظرفیت بیشتری تحت بار جانبی در مقایسه با ورق موج سینوسی دارند.

بسیاری از مطالعات نشان داده‌اند؛ که اجرای دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیری، سختی و مقاومت نهایی سازه را بهبود می‌بخشند. در این سازه‌ها، اتصال ورق فولادی با اعضای مرزی نقش مهمی در عملکرد کلی سازه دارد. اتصال رایج صفحات برشی پرکننده به المان‌های مرزی دارای یک سطح ثابت، در ساخت و سازهای عمومی مناسب است. در مطالعه پاسلار و همکاران [۹]، اتصال صفحات پرکننده به عناصر مرزی با ایجاد ۵۷ مدل محاسباتی پس از تایید روش مدل‌سازی محاسباتی به طور دقیق مورد بررسی قرار گرفت. عملکرد ساختاری صفحات نیمه متصل با انواع مختلف اتصالات میانی که به طور معمول مورد استفاده قرار می‌گیرند، ارزیابی و با سیستم‌های صفحه پرکننده کاملاً متصل، مورد مقایسه قرار گرفتند. مطابق نتایج این مدل‌ها ملاحظه گردید؛ در دیوار برشی متصل به تیر ظرفیت و مقاومت در برابر بار جانبی به طور محسوسی بیشتر از صفحات فقط متصل به ستون، به دلیل محدود کردن توسعه عملکرد میدان کششی، می‌باشد. علاوه بر این، با داشتن اتصال ۸۰ درصدی بین صفحه پرکننده به المان‌های مرزی، سیستم دارای مقاومت جانبی حداقل ۹۸/۹ درصد مقاومت نهایی، ۹۶/۵ درصد سختی، ۹۷/۶ درصد شکل‌پذیری و ۹۸/۶ درصد قابلیت استهلاک انرژی دیوار برشی فولادی متصل بصورت کامل می‌باشد. یک نمونه از دیوار برشی فولادی ۳ طبقه تحت بارگذاری چرخه‌ای جهت بررسی رفتار لرزه‌ای، پیش‌بینی و توسعه مفصل‌های خمیری در طول المان‌های مرزی افقی مورد آزمایش قرار گرفت. آزمایش‌ها حاکی از آن است که محل‌های پلاستیک در دهانه موجب انباشته شدن پلاستیک ناشی از تغییر شکل المان‌های مرزی افقی می‌گردد. در مدل‌های آزمایشگاهی

دارای مقاومت خمشی، باعث کاهش کماتش خارج از صفحه تحت بارگذاری جانبی می‌شود. همچنین قرارگیری بازشو در میانه ورق فولادی، سختی و ظرفیت ورق فولادی را کاهش می‌دهد و مقدار کاهش ارتباط مستقیمی با قطر بازشو دارد.

تجزیه و تحلیل عددی و تاثیر بازشو بر عملکرد دیوارهای برشی فولادی سوراخ‌دار در طول دو زلزله قدرتمند نورث‌ریج و کوبه، در کنار تست‌های آزمایشگاهی رفتار رضایت بخشی را از سیستم SPSW نشان دادند. به منظور غلبه بر مسائل ساخت و ساز و شتاب بخشیدن به کماتش صفحات سخت‌کننده، ایده استفاده از دیوارهای برشی ورق فولادی سوراخ شده پیشنهاد گردید.

زرین کلاهی و همکاران [۷] در مطالعه خود به منظور انجام مطالعه پارامتری، اثر بازشوهای دایره‌ای و بیضی در پانل فولادی برشی، همچنین آرایش، چیدمان و تعداد این بازشوها را بر رفتار سازه، از نظر سطح جذب انرژی، ظرفیت تحمل بار و همچنین توزیع تنش در ورق فولادی مورد بررسی قرار دادند. نتایج مطالعه بر روی ۱۷ مدل المان محدود تحت بارگذاری چرخه‌ای نشان داد؛ به طور کلی با افزایش درصد بازشو، ظرفیت برشی و سطح جذب انرژی دیوار کاهش قابل توجهی را (به طور متوسط ۲۰٪) تجربه می‌کند. علاوه بر این، مدل‌ها با حفره‌های بیضی افقی به طور کلی دارای بیش‌ترین ظرفیت برشی و نسبت به مدل‌ها با بازشوهای دایره‌ای بودند. صفحات نازک فولادی موج‌دار، از عناصری برای انتقال نیروهای جانبی به سیستم‌های سازه‌ای هستند. این صفحات را می‌توان به صورت افقی به عنوان دیافراگم یا به صورت عمودی به عنوان دیوار برشی فولادی قرار داد. گاهی اوقات لازم است بازشوهایی در دیافراگم‌ها یا دیوارهای برشی وجود داشته باشد، زیرا این بازشوها بر سختی و شکل‌پذیری سیستم برای توزیع بار جانبی تاثیر می‌گذارند.

رودسری و همکاران [۸] به بررسی اثرات بازشوهایی با موقعیت‌های خاص در سیستم‌های دیوار برشی پرداختند. لازم به ذکر است که بسیاری از محققان اثرات بازشوها را در سیستم‌های دیوار برشی مورد مطالعه قرار داده‌اند. با این حال، هیچ کدام به طور خاص اثرات ناشی از هندسه و محل بازشو و ضخامت صفحه را به طور همزمان ارزیابی نکرده‌اند. از این‌رو در پژوهش صورت گرفته توسط رودسری و همکاران [۸] به بررسی نقاط مذکور با دهانه‌های تحت

نمودارهای چرخه‌ای دوران- لنگر اتصال المان‌های افقی متقارن نبوده ولی نمودارها به صورت نامتعادل به یک سمت حرکت می‌کنند مگر اینکه قاب از نوع قاب خمشی ویژه باشد [۱۰]. در مطالعه شربتدار و خسروآبادی ملاحظه شد؛ افزایش سختی، مقاومت برشی و جذب انرژی دیوار برشی فولادی با افزایش ابعاد ستون و نیز افزایش نسبت عرض به ارتفاع دهانه قاب افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش تعداد طبقات مد خرابی دیوار به صورت کمانش کلی در پای ستون مشاهده می‌شود [۱۱]. ساختمان‌های ترکیبی که دارای دو سیستم متفاوت سازه‌ای در ارتفاع می‌باشند، رفتار لرزه‌ای مناسبی ندارند. در مطالعه همتی و خیرالدین سازه مورد مطالعه شامل سازه بتن آرمه در طبقات پایین و سازه فولادی در طبقات بالا می‌باشد. طبقه انتقالی، یک طبقه مرکب از اعضای بتنی- فولادی است و شامل ستون‌های ترکیبی، دیوارهای برشی و بادبندهای فولادی می‌باشد. نتایج نشان دادند؛ محل بهینه این طبقه، در یک سوم فوقانی ارتفاع ساختمان و با اجرای آن نیروهای محوری و برشی، در محل اتصال دو سازه کاهش و شکل‌پذیری سازه افزایش می‌یابد [۱۲]. یکی از مزیت‌های اصلی در دیوار برشی فولادی ایجاد سوراخ‌های دسترسی در موقعیت‌های مختلف که وابسته به کاربرد آن‌ها می‌تواند بر روی ورق فولادی ایجاد کرد. صبوری و مام‌عیزی به بررسی اثرات دو سوراخ بر رفتار سازه‌ای دیوار برشی فولادی پرداختند. نمونه‌های آزمایشگاهی با مقیاس $1/3$ با دو سوراخ مستطیلی تحت بارگذاری شبه استاتیکی قرار گرفتند. تفاوت سه نمونه آزمایشگاهی در بازشوها و نسبت نزدیکی به ستون‌های مجاور می‌باشد. نتایج حاصله از سه دیوار دارای سوراخ با دیوار مشابه فولادی بدون سوراخ مورد مقایسه و بررسی قرار گرفت. نتایج مدل‌های آزمایشگاهی نشان دادند؛ شکل‌گیری مفصل پلاستیک در ستون از بال بیرونی در پایه شروع می‌شود. فاصله بازشو و ستون تاثیر چندانی بر موقعیت مفصل پلاستیک ندارد. کمانش و تغییر شکل در سخت‌کننده‌های گوشه ورق‌های پیرامونی، بیشتر از سخت‌کننده‌ها در ورق میانی می‌باشد. همچنین در سخت‌کننده‌های عمودی و افقی متصل به ورق میانی موثرترین روش در جلوگیری از تغییر شکل را دارند [۱۳]. بررسی اثرات انواع مختلف اتصالات ساده تیر به ستون بر عملکرد کلی دیوار برشی فولادی توسط ساهو و همکاران پرداخته شده است. یک مطالعه تحلیلی با استفاده از تحلیل‌های المان محدودی در

یک دیوار برشی دو طبقه با اتصال تیر به ستون ساده و صلب با ثابت بودن نسبت دهانه و لاغری ورق فولادی مد نظر می‌باشد. همه المان‌های مرزی مطابق آیین‌نامه‌های جاری مورد طراحی قرار گرفته است. به علاوه رفتار دیوار برشی فولادی با اعضای مرزی شکل‌پذیر، در سرتاسر اتصال ساده تیر به ستون تحت بارگذاری جانبی مورد ارزیابی قرار گرفت. براساس مدل‌های تحلیلی ملاحظه می‌گردد؛ ظرفیت باربری جانبی دیوارهای برشی فولادی با اتصال ساده المان‌های مرزی عمودی و افقی در مقایسه با اتصال صلب به علت کوچک بودن مقطع سازه‌ای مورد استفاده در المان‌های مرزی کاهش می‌یابد. در این نمونه‌ها، دیوار برشی با المان‌های مرزی شکل‌پذیر با اتصال ساده تیر به ستون، مقاومت برشی بزرگ‌تر از مقاومت خمشی دارند [۱۴]. ستاریان کرج آباد و ملکی [۱۵] به بررسی قاب‌های فولادی دارای مهاربند واگرا و ورق‌های پرکننده پرداختند. نتایج مدل‌های عددی نشان دادند؛ شکل‌پذیری و توانایی سازه در استهلاک انرژی در مقایسه با مدل قاب مهاربندی شده با بادبندهای واگرا افزایش یافته است. در نمودار پاسخ (نیرو- جابجایی)، مدل‌های عددی تحت بارگذاری بار افزون و چرخه‌ای مشاهده گردید؛ بزرگی برش پایه در نمودار بار افزون نسبت به مدل چرخه‌ای مشابه کوچک‌تر می‌باشد و در پاسخ چرخه‌ای مدل‌های عددی، در چرخه‌های انتهایی در مقایسه با مدل آزمایشگاهی، کاهش ملاحظه نشد. همچنین ناحیه کشش و فشار، کاملاً متقارن بوده و هیچ گونه افزایش و یا کاهش که نشان دهنده کمانش موضعی و یا کلی ورق باشد، مشاهده نگردید. خلیلی و همکاران [۱۶] در مطالعه خود نشان دادند؛ استفاده از ورق‌های پرکننده در قاب فولادی با مهاربندهای واگرا منجر به افزایش سختی و مقاومت سازه‌ای می‌شود و به علت کمانش موضعی در محل اتصال ورق میانی به بادبند، در نمودارهای پاسخ (نیرو- جابجایی)، در شاخص مقاومت افت مشاهده گردید. همانطور که می‌دانیم قاب‌های خمشی فولادی از شکل‌پذیری بالایی برخوردار می‌باشند ولی سختی قابل ملاحظه‌ای ندارند و همچنین سیستم دیوار برشی، از سختی و شکل‌پذیری مطلوبی برخوردار است. ولی در این نوع از سیستم‌ها نیز دسترسی بین فضاها به واسطه حضور ورق فولادی محدود شده است. از این‌رو جهت رفع این نقیصه، پیشنهاد می‌گردد از ترکیب مهاربندهای واگرا و دیوار برشی فولادی استفاده شود. در سیستم باربر جانبی پیشنهادی محدودیت‌های معماری و

تعدادی نوار مورب تبدیل می‌شود که سطح مقطع هر نوار از رابطه زیر تعیین می‌گردد [۱۷]:

$$A_s = \frac{L \cos a + h \sin a}{n} t \quad (۳)$$

همچنین جهت جلوگیری از کمانش اجزای مرزی قائم به علت اینکه تحت تاثیر میدان کششی قطری قرار نگیرد، حداقل ممان اینرسی اجزای مرزی قائم بایستی از رابطه زیر تبعیت نماید [۱۷]:

$$I_c \geq \frac{0.00307th^4}{L} \quad (۴)$$

۳- صحت سنجی

در این طرح پیشنهادی قبل از شروع به مدل‌سازی مدل‌های عددی، ابتدا بایستی چند مدل آزمایشگاهی مرتبط با موضوع پیشنهادی در نرم‌افزار المان محدود بررسی گردد تا از صحت و سقم روش‌های مدل‌سازی اطمینان حاصل شود. همچنین به علت نبود مدل جامع آزمایشگاهی نمونه‌های صحت سنجی مختلفی برای پوشش دادن مدل مذکور استفاده شده است. از این‌رو جهت مدل‌سازی و آشنایی با رفتار بادبندهای برون محور از مدل برمن و برونو [۱۸] مطابق شکل (۱) استفاده می‌شود. مطابق شکل (۲) مشاهده می‌گردد. در نقطه عطف نمودار، حداکثر پاسخ برای مدل آزمایشگاهی برابر ۵۶۱ kN و برای مدل عددی برابر ۵۸۰ kN که در این نقطه حداکثر اختلاف برابر ۳/۴٪ است. در ناحیه الاستیک و پلاستیک بعد از نقطه عطف مطابقت خوبی بین دو مدل آزمایشگاهی و عددی ملاحظه می‌شود. برای آشنایی با روش مدل‌سازی و عملکرد دیوار برشی فولادی، از مدل آزمایشگاهی Sigariyazd و همکاران [۱۹] استفاده شده است. کانتور تنش برای این مدل آزمایشگاهی در شکل (۳) و پاسخ نیرو-جابجایی در شکل (۴) مشاهده می‌شود. در مدل عددی برش پایه در نقطه عطف برابر ۶۹۳ kN و در مدل آزمایشگاهی برابر ۶۴۰ kN است و حداکثر اختلاف مدل آزمایشگاهی و عددی برابر ۷/۶٪ می‌باشد. در مراحل نهایی بارگذاری (در حداکثر جابجایی ۴۰ میلی‌متر) در مدل آزمایشگاهی حداکثر برش پایه برابر ۷۶۰ kN و در مدل عددی برابر ۷۸۹ kN است، که اختلاف دو مدل در این حالت برابر ۳/۶٪ می‌باشد. جهت صحت سنجی دیوارهای برشی فولادی تحت بارگذاری چرخه‌ای، از مدل یک دهانه سه طبقه ونگ و همکاران [۲۰] استفاده شده است. جهت لحاظ کردن خطای ساخت، یک جابجایی بیرون صفحه‌ای

عدم دسترسی به فضاهای مجاور، توسط بازشو موجود در ورق فولادی مرتفع گردیده و لازم به ذکر است پارامتر سختی و شکل‌پذیری از ترکیب مهاربند و ورق فولادی تامین می‌گردد.

در این مطالعه به بررسی رفتار لرزه‌ای قاب فولادی دارای ورق پرکننده و مهاربندهای واگرا پرداخته خواهد شد. در ادامه ابتدا کلیاتی در مورد معادلات و روابط طراحی در آیین‌نامه‌های معتبر ارائه می‌گردد، همچنین از سه مدل آزمایشگاهی جهت سنجی استفاده شده است. در بخش ۳-۱ فرضیات جهت مدل‌سازی و طراحی مدل‌های پیشنهادی به تفصیل اشاره و در بخش ۴ نیز نتایج مدل مورد بررسی و تفسیر قرار گرفته و در بخش ۵ خلاصه نتایج این مطالعه ارائه شده است.

۲- معادلات حاکم بر طراحی دیوارهای برشی

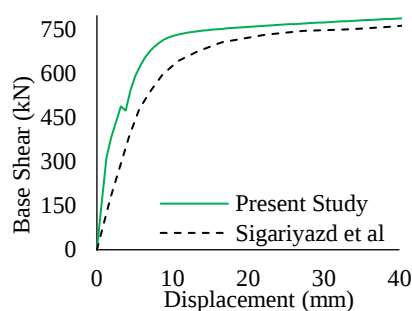
طراحی دیوارهای برشی در دو آیین‌نامه فولاد کانادا (CAN/CSA-S16-01) و آیین‌نامه فولاد آمریکا (AISC2005) به تفصیل ارائه شده است. در هر دو آیین‌نامه براساس بارهای وارده با یک حدس اولیه، ابعاد تیر و ستون مشخص می‌گردد. سپس ورق فولادی مشابه یک عضو خرپایی تحت بار کششی طراحی می‌گردد، پس از تعیین مقطع اولیه هر بادبند، ضخامت ورق فولادی مشخص می‌گردد [۱۷]:

$$t = \frac{2A_b \Omega \sin \theta}{L \sin 2a} \quad (۱)$$

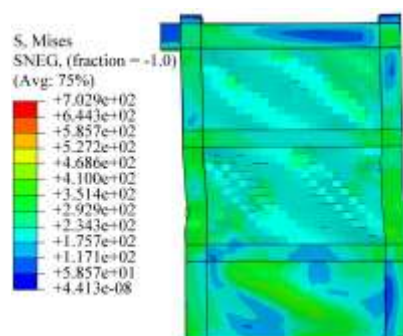
A_b سطح مقطع بادبند معادل، Ω ضریب اضافه مقاومت که برای سازه دیوار برشی فولادی، θ زاویه مهاربند و ستون، L عرض دهانه قاب و a زاویه تشکیل میدان کشش قطری می‌باشد. همچنین جهت تعیین زاویه تشکیل میدان کشش قطری در ورق فولادی از رابطه زیر تعیین می‌گردد [۱۷].

$$\tan^4 a = \frac{1 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + \operatorname{th}\left(\frac{1}{A_g} + \frac{h^3}{360I_c L}\right)} \quad (۲)$$

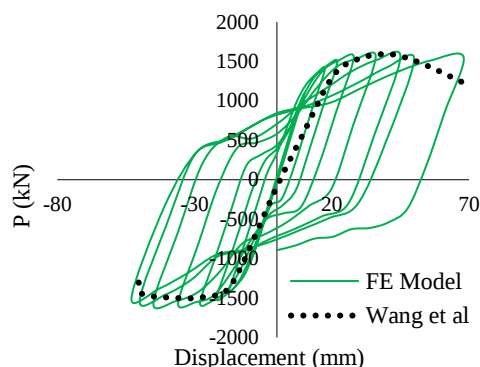
همچنین در رابطه (۲) A_c سطح مقطع ستون‌ها و I_c ممان اینرسی ستون‌های متصل به دیوار برشی فولادی می‌باشد. h و A_g به ترتیب ارتفاع طبقه و سطح مقطع تیر می‌باشد. برای تعیین ضخامت ورق ابتدا سطح مقطع معادل مهاربند تعیین می‌شود و سپس ضخامت ورق براساس مجموع سطح مقطع مهاربند مشخص می‌گردد. در این روش ورق به



شکل ۴- نمودار صحت سنجی مدل عددی با نتایج مدل Sigariyazd و همکاران [۱۹]



شکل ۵- کانتور تنش مدل عددی از مدل آزمایشگاهی دیوار برشی ونگ و همکاران [۲۰]

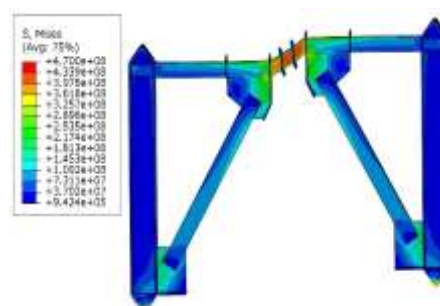


شکل ۶- نمودار صحت سنجی مدل عددی با نتایج مدل آزمایشگاهی ونگ و همکاران [۲۰]

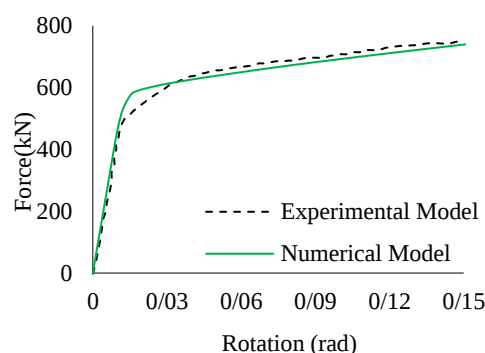
۳-۱- مدل سازی عددی

در این قسمت به بررسی رفتار لرزه‌ای سازه فولادی ۳ طبقه پرداخته شده است. سازه مورد نظر شامل سازه‌های فولادی ۳ دهانه ۳ طبقه با سیستم باربر جانبی دیوار برشی فولادی است. مطابق شکل (۷) اتصالات قاب به SPSW از نوع خمشی (MF) و سایر اتصالات تیر به ستون از نوع مفصلی (PF) و ساختگاه از نوع خاک III با خطر لرزه خیزی خیلی زیاد در نظر گرفته شده است. فاصله ستون‌ها نسبت به یکدیگر و همچنین ارتفاع طبقات برابر ۳/۲ متر است. مطابق شکل (۷) سازه دارای پلان منظمی می‌باشد. همچنین سقف طبقات از نوع دال بتنی دو طرفه به ضخامت ۲۵۰ میلی‌متر

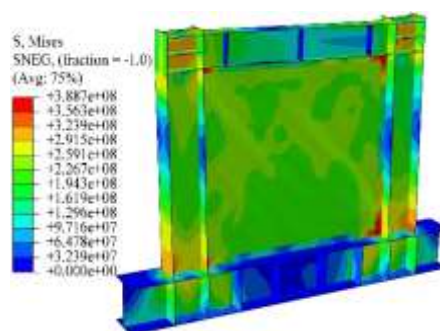
در میانه ورق پرکننده (در طبقه اول برابر ۶/۷ میلی‌متر، طبقه دوم ۸/۸ میلی‌متر و در طبقه سوم ۲۶ میلی‌متر) در نظر گرفته شده است. در شکل (۵)، کانتور تنش برای مدل عددی نشان داده شده است. در شکل (۶)، نیز پوش مدل آزمایشگاهی در کنار نمودار چرخه‌ای حاصل از مدل عددی نشان داده شده است. حداکثر برش پایه در مدل عددی برابر ۱۵۷۱ kN و در مدل آزمایشگاهی برابر ۱۴۹۳ kN است و اختلاف دو نمودار برابر ۴/۹۶٪ و اختلاف مساحت زیر نمودار بار افزون مدل آزمایشگاهی و عددی تقریباً برابر ۹/۵٪ می‌باشد.



شکل ۷- کانتور تنش مدل عددی از مدل آزمایشگاهی برمن و برونو [۱۸]

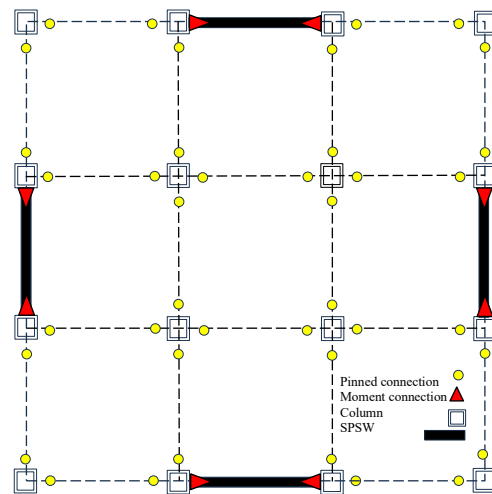


شکل ۸- نمودار صحت سنجی مدل عددی با نتایج مدل آزمایشگاهی برمن و برونو [۱۸]



شکل ۹- کانتور تنش مدل عددی از مدل آزمایشگاهی دیوار برشی Sigariyazd و همکاران [۱۹]

و مقدار بار مرده در سقف ناشی کف سازی برابر kg/m^2 و ۱۵۰ و بار زنده برابر kg/m^2 ۲۷۰ می باشد. بنابراین مجموع بار ضریب دار روی هر یک از تیرها برابر ۲۸۰۰ نیوتن بر متر می باشد. بارگذاری ثقلی و لرزه ای به ترتیب مطابق استاندارد ۲۸۰۰ [۲۱] و مقررات ملی ساختمان مبحث ۶ [۲۲] صورت گرفته است. جهت طراحی از آیین نامه AISC و از نرم افزار ETABS استفاده شده است. بعد از مشخص شدن ابعاد هندسی تیرها، ستون ها و ضخامت دیوار برشی فولادی، (مطابق جدول شماره ۱) فقط قاب دارای دیوار برشی فولادی، مطابق شکل (۸) جهت انجام تحلیل های غیرخطی، مطابق مشخصات هندسی تعیین شده، به نرم افزار المان محدود ABAQUS انتقال می یابد.



شکل ۷- پلان هندسی مدل های پیشنهادی

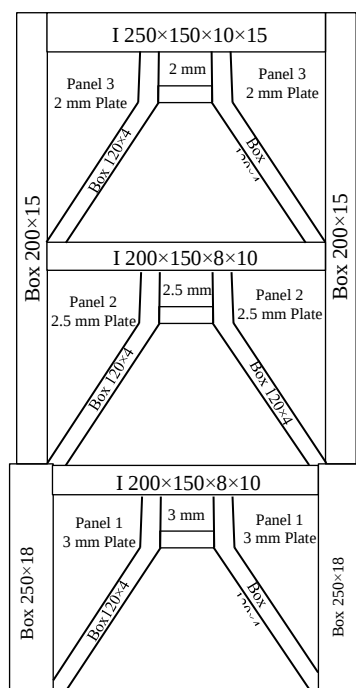
جدول ۱- مشخصات هندسی مدل های عددی مورد بررسی

Model	Column			Beam			Brace & Mid Beam			Side & Mid Infill plate		
	Floor 1	Floor 2	Floor 3	Floor 1	Floor 2	Floor 3	Floor 1	Floor 2	Floor 3	Floor 1	Floor 2	Floor 3
M1	Box 250×18	Box 200×15	Box 200×15	I 200×150 ×10×8	I 200×150 ×10×8	I 250×150 ×10×8	-	-	-	2	1.5	1
M2	Box 250×18	Box 200×15	Box 200×15	I 200×150 ×10×8	I 200×150 ×10×8	I 250×150 ×10×8	Box 100× 6.5	Box 100× 6.5	Box 100× 6.5	2	1.5	1
M3	Box 250×18	Box 200×15	Box 200×15	I 200×150 ×10×8	I 200×150 ×10×8	I 250×150 10×8	Box 120×4	Box 120×4	Box 120×4	3	2.5	2

مود اول برابر ۳٪ و برای مود دوم برابر ۲٪ در نظر گرفته شده است. باید توجه داشت که تیر طبقه آخر به علت اینکه تحت نیروی میدان کششی به صورت یک طرفه قرار می گیرد، ابعاد هندسی بزرگتری خواهد داشت. تیر طراحی شده برای قاب، IPE200 می باشد که کیفیت لازم برای پاسخ گویی به رابطه (۶) را ندارد و تیر با مقطع IPE250 جایگزین می گردد. در دیوارهای برشی فولادی ستون ها بایستی به گونه ای طراحی شوند، نیروهایی را که معادل با مقاومت تسلیم یا فراتر از آن که قابل انتظار دیوار می باشند را تحمل نمایند. البته طراحی دیوار، براساس برش پایه طرح می باشد. بر همین اساس نیروهای اعضای محیطی دیوار (تیرها و ستون ها)، بایستی تا حدی بزرگتر از مقاومت دیوار برشی فولادی در نظر گرفته شود.

$$\frac{\phi V_n}{0.9(0.42f_y \cdot L_{cf} \cdot \sin 2\alpha)} \quad (5)$$

همچنین جهت کاهش زمان تحلیل در نرم افزار ABAQUS مدل سازی تیر و ستون به صورت wire و ورق فولادی نیز به صورت پوسته در نظر گرفته شده است. مطابق بند ۳-۲-۱ آیین نامه ۲۸۰۰ ساختمان هایی که سیستم مقاوم جانبی آن ها در دو جهت عمود بر هم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بار جانبی بیشتری طراحی گردند که ضریب نامعینی p برابر ۱/۲ [۲۱] و ضریب تشدید یافته (Ω) برابر ۲/۵ جهت طراحی دیوار برشی فولادی [۲۳]، انتخاب شده است. ابتدا قاب خمشی تحت بارهای فوق طراحی می گردد. سپس، در قاب هایی که دیوار برشی فولادی قرار خواهند گرفت بار وارد بر هر قاب از نتایج تحلیل عددی استخراج و فرض می گردد تمامی این بار توسط ورق فولادی تحمل خواهد شد. جهت تعیین ابعاد اولیه ورق، از فرمول (۵) پیشنهادی آیین نامه AISC استفاده می شود. علاوه بر مدل آزمایشگاهی در تمامی مدل های پیشنهادی ضریب مودهای کمانشی جهت اعمال خطای ساخت، برای



(ج)

شکل ۸- دیوار برشی مبنا و فرم‌های پیشنهادی طراحی شده

۴- نتایج مدل‌های عددی

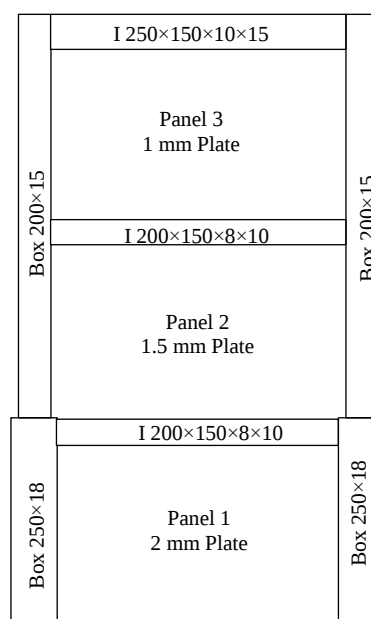
۴-۱- نسبت باربری قاب و ورق فولادی

همانطور که مطابق شکل (۸-ب و ج) مشاهده می‌شود از یک تیر سراسری در طول دهانه قاب و یک تیر میانی مابین بادبند استفاده شده است. در سازه‌های پیشنهادی سیستم باربر در هر طبقه از سه بخش تشکیل شده است. سازه شامل قاب فولادی به همراه ورق پرکننده در طرفین است که به واسطه یک تیر پیوند میانی (دارای ورق پرکننده در زیر تیر اصلی و تیر میانی) به یکدیگر متصل شده‌اند، کنترل می‌شود و دارای رفتاری مشابه تیر پیوند در مهارندهای واگرا است. براساس روابط ارائه شده در آیین نامه، برای تیرهای پیوند با نسبت $\rho = \frac{e}{M_p/V_p} \leq 1.6$ رفتار سیستم به صورت برشی در نظر گرفته می‌شود. با بررسی این رابطه، مقدار ρ در مدل‌های M2 و M3 به ترتیب برابر ۰/۵۳ و ۰/۶۸ محاسبه می‌گردد، و از این‌رو در هر دو مدل رفتار سیستم در قسمت میانی به صورت برشی می‌باشد. سپس با مشخص شدن برش و لنگر پلاستیک در مقطع میانی قاب، ضخامت ورق فولادی در دو طرف به نحوی تعیین می‌گردد، که این ورق‌ها نیز در مرحله آخر بارگذاری حداقل به مرحله تسلیم خود برسند.

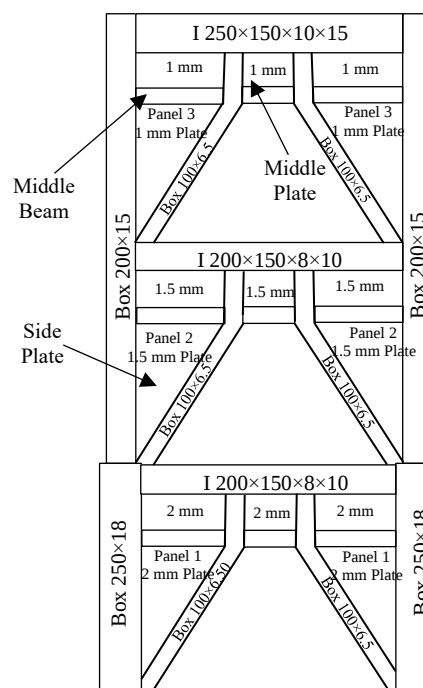
جهت بارگذاری تاریخیچه زمانی غیرخطی بعد از طراحی

$$I_b \geq 0.003 \cdot \frac{\Delta t_w \cdot L^4}{h} \quad (۶)$$

همچنین در ستون‌ها، علاوه بر کنترل ظرفیت خمشی و برشی ستون، به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، بایستی مقدار نیروی کششی حاصل از تشکیل میدان کششی در ورق کوچک‌تر از نیروی کششی تسلیم ستون باشد، تا تسلیم ورق باعث ایجاد کشش در ستون نگردد و بارهای اعمالی در ستون‌ها بصورت فشاری باقی بمانند [۱۷].



(الف)



(ب)

نیز تیر در طبقه آخر و پای ستون طبقه سوم به مقدار تنش 2100 kg/cm^2 می‌رسند. بعد از دریافت $1/75$ تیر طبقه آخر به علت نیروی کششی ایجاد شده از ورق به سمت پایین کشیده شده و در انتهای بارگذاری در دریافت $2/5$ ورق فولادی طبقه ۲ و ۳ بصورت کامل به تنش 2600 kg/cm^2 رسیده، ولی در طبقه اول حداکثر مقدار تنش بروی ناحیه میدان کششی تقریباً برابر 2000 kg/cm^2 می‌باشد. در این وضعیت تقریباً ستون‌ها در ناحیه الاستیک و دست نخورده باقیمانده‌اند و تیر طبقه آخر مطابق شکل (۹)، دارای خیز ۷۵ میلی‌متری و به سمت پایین کشیده می‌شود.

با بررسی مدل M2 تحت بارگذاری بارافزون، ملاحظه می‌شود، اولین میدان‌های کششی در ورق‌های پرکننده در طبقات ۲ و ۳ در دریافت $0/16$ تشکیل و تنش در ورق‌های میانی برابر 2400 kg/cm^2 و پلیت‌های کناری برابر 1400 kg/cm^2 می‌باشد. با ادامه بارگذاری و رسیدن به دریافت $0/27$ ورق‌های میانی بصورت کامل تسلیم و ورق‌های کناری از محل اتصال به بادبند شروع به تسلیم شدن می‌کنند. در دریافت 1 تقریباً میدان‌های کششی بصورت کامل، در ورق‌های تمامی طبقات قابل مشاهده است، همچنین بعد از دریافت 1 محل شروع کمناش بادبند، طبقه سوم به مقدار 50 میلی‌متر و مقدار تنش در محل کمناش برابر 2560 kg/cm^2 می‌باشد. در محل اتصال بادبند به زیر تیر اصلی در تمامی طبقات ورق به حد تسلیم خود رسیده است. در انتهای بارگذاری مقدار کمناش در بادبند طبقه سوم به مقدار 180 میلی‌متر و مقدار تنش به 2900 kg/cm^2 افزایش می‌یابد. در این لحظه مطابق شکل ۱۰ ورق‌های میانی پلاستیک کامل و قسمت‌های زیادی از ورق‌های کناری، تیر طبقه اول و قسمت‌هایی از تیر طبقات ۲ و ۳ به مقدار تنش 2400 kg/cm^2 رسیده‌اند.

در مدل M3 نیز شروع تشکیل اولین میدان‌های کششی در دریافت $0/21$ و تنش در ورق فولادی میانی برابر 2400 kg/cm^2 و در ورق‌های کناری نیز تنش به مقدار 1600 kg/cm^2 رسیده‌اند. در ادامه در دریافت $0/37$ ورق میانی بصورت کامل تسلیم و ورق‌های کناری نیز به تنش 2430 kg/cm^2 می‌رسند و در محل اتصال بادبند به تیر اصلی مقدار تنش برابر 2430 kg/cm^2 می‌باشد.

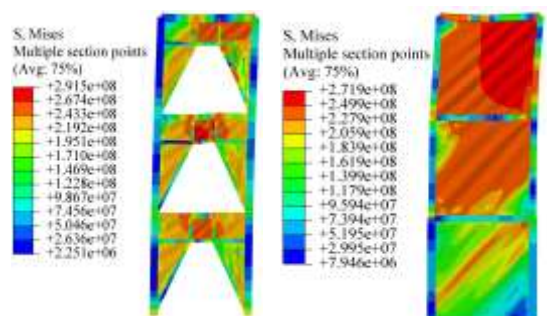
در دریافت $1/46$ بادبند طبقه ۳ شروع به کمناش می‌کند (مقدار کمناش برابر 76 میلی‌متر) و تنش در ورق‌های کناری در طبقات ۲ و ۳ برابر 2650 kg/cm^2 و در طبقه اول

سیستم‌های پیشنهادی، ابتدا مدل‌ها در نرم افزار المان محدود مدل‌سازی می‌شوند. سپس جهت کنترل فرضیات ابتدایی در مرحله طراحی، بارگذاری بصورت بارافزون تا دریافت $2/5$ ادامه می‌یابد که نتایج مربوط در نمودارهای شکل (۱۲) ارائه شده است. مطابق شکل (۱۲-الف) مربوط به سیستم دیوار برشی است و در آن تقریباً 80% باربری توسط ورق فولادی انجام می‌شود. در فرم (۱۲-ب) (با تیر میانی سراسری) برابر 30% و در مدل (۱۲-ج) (با تیر میانی مابین مهاربند) حداکثر 65% از باربری کل سیستم مربوط به ورق فولادی می‌باشد.

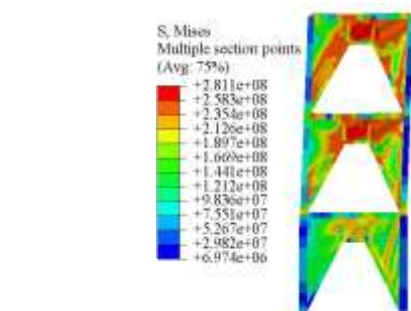
۲-۴- رفتار کلی و مودهای گسیختگی

معیارهای خرابی می‌تواند کاهش و یا افت مقدار مقاومت در یک گام افزایشی بارگذاری نسبت به گام قبلی در نظر گرفت. در این پژوهش معیار خرابی ناشی از کمناش در اعضای قاب (تیر یا ستون) و یا رسیدن به دریافت $2/5$ مد نظر می‌باشد مکانیزم مطلوب پیشنهادی در این تحقیق بصورت ایجاد تنش پلاستیک در ورق فولادی میانی و سپس انتقال تنش مابین تیر پیوند و ورق‌های پرکننده می‌باشد. در مرحله آخر، با ادامه بارگذاری، گسیختگی در صفحات اتصال مهاربند به ستون نیز می‌تواند قابل مشاهده باشد. همچنین در تمامی مراحل بارگذاری ستون‌ها باید در حالت کشسان باقی بمانند. به عبارت دیگر ستون‌های باید از ظرفیت خمشی کافی جهت تحمل نیروهای وارده ناشی از تشکیل میدان کششی قطری را داشته باشند، تا قبل از تشکیل میدان کششی قطری در ورق فولادی جاری نگردند.

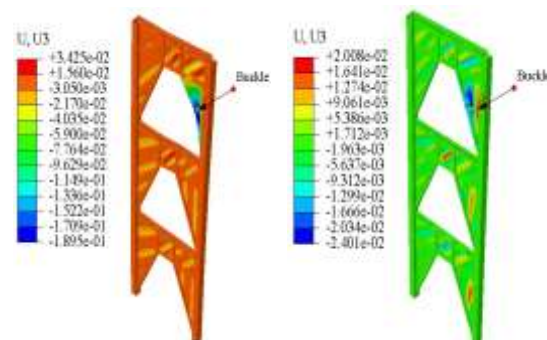
سازه‌های پیشنهادی شامل قاب فولادی به همراه ورق پرکننده در طرفین، که به واسطه یک تیر پیوند میانی دارای ورق پرکننده در زیر تیر پیوند به یکدیگر متصل شده‌اند. عملکرد کلی سیستم توسط سازه میانی کنترل می‌شود و دارای رفتاری مشابه تیر پیوند می‌باشد. ضخامت ورق فولادی قاب‌های کناری به نحوی تعیین می‌گردد که این ورق‌ها نیز در مرحله آخر بارگذاری حداقل فراتر از مرحله تسلیم خود برسند. در مدل M1 اولین میدان کششی در دریافت $0/065$ تشکیل می‌شود و در دریافت $0/26$ میدان‌های کششی بصورت کامل در طبقه ۳ تشکیل و تنش در ورق فولادی به مقدار 2400 kg/cm^2 و در طبقه ۱ و ۲ با گسترش میدان کششی به مقدار تنش 1800 kg/cm^2 می‌رسد. با ادامه بارگذاری و رسیدن به دریافت $0/97$ ورق فولادی طبقه ۳ بصورت کامل به تنش تسلیم و در این لحظه



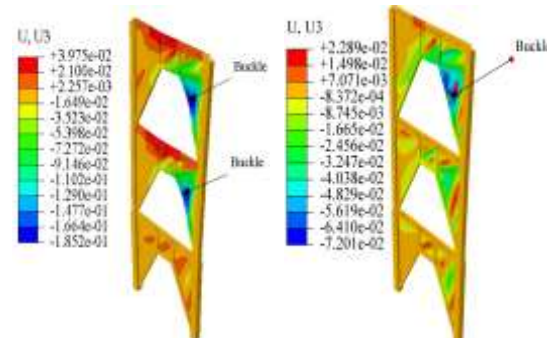
شکل ۹- کانتور تنش مدل M1 در دریفت ۲/۵٪



شکل ۱۰- کانتور تنش مدل M2 در دریفت ۲/۵٪



شکل ۱۱- کانتور تنش مدل M3 در دریفت ۲/۵٪

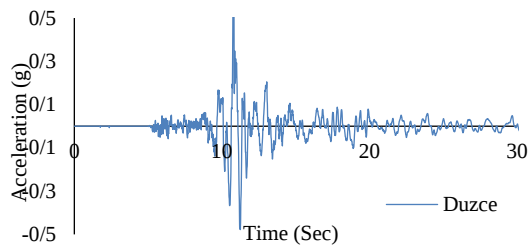


شکل ۱۲- کانتور تنش مدل M3 در دریفت ۲/۵٪

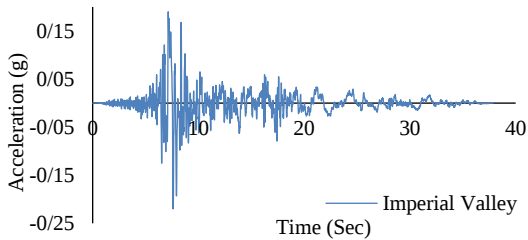
شکل ۱۳- کانتور تنش مدل M3 در دریفت ۲/۵٪

شکل ۱۴- کانتور تنش مدل M3 در دریفت ۲/۵٪

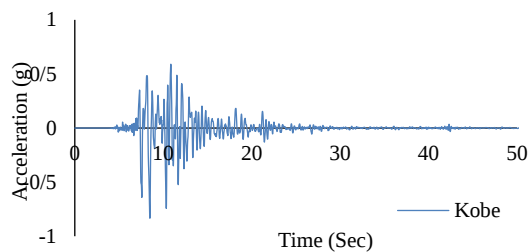
مقدار کمی از ورق‌های کناری به این مقدار از تنش رسیده‌اند. در ادامه بعد از دریفت ۱/۸۴٪ (کمانش بادبند برابر ۱۲۰ میلی‌متر) بادبند طبقه دوم نیز شروع به کمانش کرده و در انتهای بارگذاری مطابق شکل (۱۱) مقدار کمانش بادبند طبقه آخر برابر ۱۸۵ میلی‌متر و در طبقه دوم نیز برابر ۱۶۰ میلی‌متر می‌باشد. در شکل‌های (۹)، (۱۰) و (۱۱) نحوه تشکیل میدان‌های کششی نشان داده شده است. در مدل M1 نحوه تشکیل میدان‌های کششی قطری نسبت به مدل M3 بصورت کامل‌تر تشکیل یافته و مقدار توزیع تنش در این مدل بصورت مناسب‌تری اتفاق افتاده است. با ایجاد بازشو در ورق فولادی، لبه آزاد ورق مستعد کمانش می‌باشد، در نتیجه باربری سیستم کاهش می‌یابد. از این‌رو جهت کنترل کمانش و ایجاد یک تکیه‌گاه مناسب برای ورق فولادی، استفاده از مهارندهای واگرا در لبه ورق پیشنهاد می‌گردد. همانطور که در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) مشاهده می‌شود؛ با استفاده از مهارندهای واگرا علاوه بر کنترل کمانش ورق، امکان تشکیل میدان‌های کششی در ورق‌های فولادی دوباره مهیا می‌گردد. همچنین در مدل M3 به علت عدم مهار تیر میانی ما بین دو مهاربند در طرفین، کمانش نسبت به مدل M2 در مهاربند و ورق فولادی مطابق شکل (۱۲-د) در دو طبقه اتفاق افتاده و نوع کمانش در ورق فولادی به صورت قطری توسعه می‌یابد. بنابراین می‌توان این نوع کمانش را در دسته بندی کمانش کلی در نظر گرفت، که منجر به کاهش ظرفیت باربری سیستم می‌شود و بصورت کاهش باربری در شکل (۱۳-ج) در نمودار باربری ورق فولادی قابل مشاهده می‌باشد. مطابق شکل (۱۳-ج) با انتقال باربری نیرو به قاب فولادی این افت باربری تا حدودی کاهش می‌یابد. با مقایسه مدل M2 و M3 مشاهده می‌شود؛ میدان‌های کششی قطری در مدل M2 بصورت مناسب‌تری در ورق فولادی توسعه پیدا کرده‌اند. همچنین از لحاظ بزرگای تنش تقریباً کلیه سطوح ورق فولادی دارای یک تنش یکسان می‌باشد، که نشانگر استفاده از ظرفیت در کلیه سطوح ورق می‌باشد. همچنین در این مدل کمانش در بادبند فقط در طبقه ۳ رخ می‌دهد، در حالی که در مدل M3، در انتهای بارگذاری کمانش در طبقات ۲ و ۳ مشاهده گردید. در مدل M2 با استفاده از تیر میانی سراسری، با تبدیل سطح ورق به سطوح کوچک‌تر با استفاده از مهاربند و تیر میانی امکان تشکیل میدان کششی قطری در کلیه ورق‌ها افزایش و کمانش کلی در ورق فولادی همانند مدل



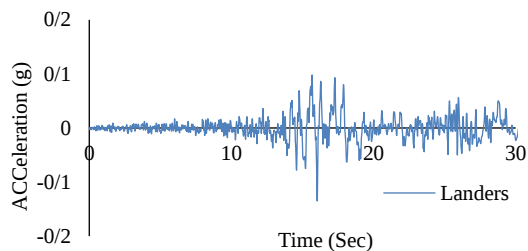
شکل ۱۵- شتاب نگاشت زلزله Duzce



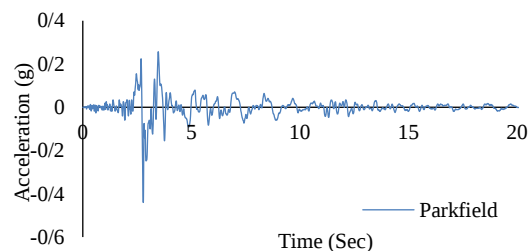
شکل ۱۶- شتاب نگاشت زلزله Imperial Valley



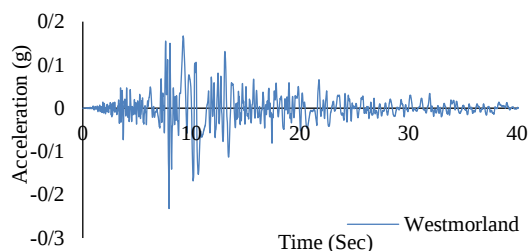
شکل ۱۷- شتاب نگاشت زلزله Kobe



شکل ۱۸- شتاب نگاشت زلزله Landers

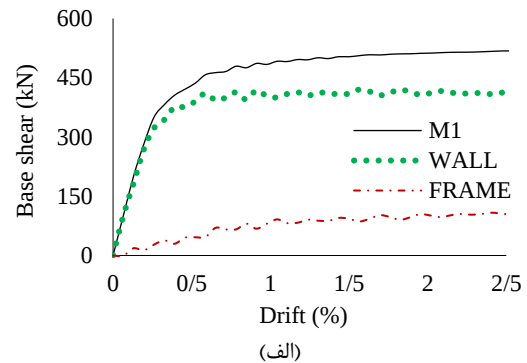


شکل ۱۹- شتاب نگاشت زلزله Parkfield

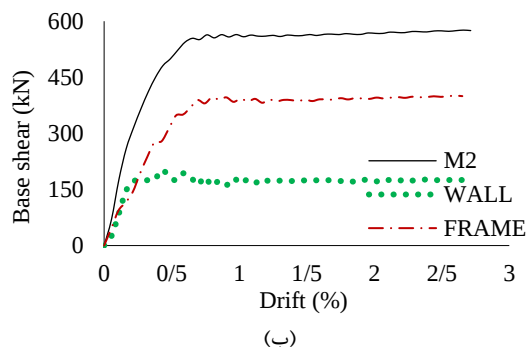


شکل ۲۰- شتاب نگاشت زلزله Westmorland

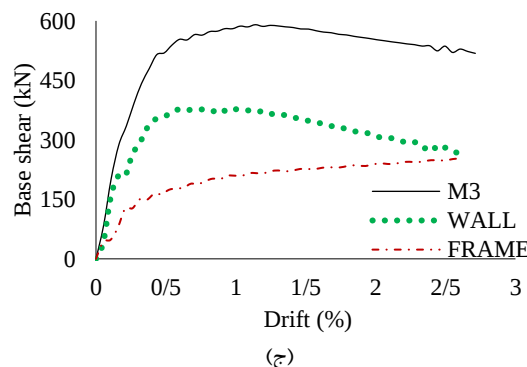
(۱۳-ب) در مقایسه با (۱۳-ج) کاهش باربری در ورق یا قاب فولادی به علت کمایش مهاربند مشاهده نمی‌گردد و به دلیل اضافه کردن تیر میانی در سیستم ظرفیت باربری قاب نسبت به ورق فولادی افزایش یافته است. با مقایسه تیر طبقه آخر مدل‌های M2 و M3 با مدل M1 خیز تیر به سمت پایین به دلیل ایجاد نیروی کششی ورق زیر تیر اصلی از ۷۵ میلی‌متر به ۲۲ میلی‌متر کاهش پیدا کرده است.



(الف)

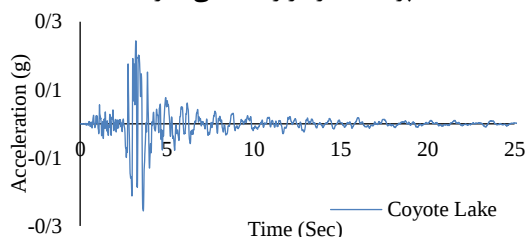


(ب)



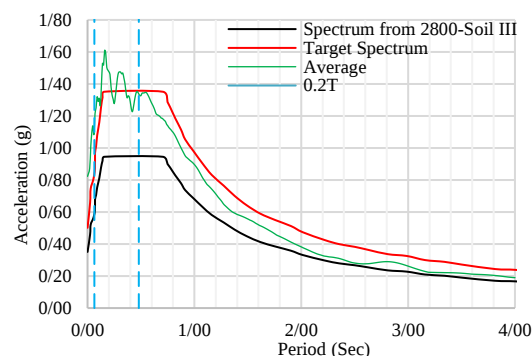
(ج)

شکل ۱۳- نمودار بار افزون و سهم باربری قاب و ورق‌های پرکننده در باربری جانبی سازه



شکل ۱۴- شتاب نگاشت زلزله Coyote lake

۵۰ سال ۲٪ می‌باشد، رسید. ولی چون هدف این مطالعه رسیدن به سطح خطر MCE نمی‌باشد، عدد مقیاس‌سازی بزرگ‌تر از طیف طرح استاندارد و کوچک‌تر از سطح خطر تقریبی مطابق آیین‌نامه ۱۳-۴۱-ASCE می‌باشد. بنابراین رکوردهای زلزله تا ۱/۴ برابر طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس شده‌اند. بعد از هم پایه‌سازی، شتاب نگاشت‌ها هر کدام به صورت جداگانه به سازه‌های نشان داده شده در شکل (۸) اعمال می‌گردند. هدف اصلی از تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی، بررسی رفتار کلی و مکانیزم‌های تسلیم یا گسیختگی محتمل در سازه پیشنهادی می‌باشد. در شکل‌های (۲۲) الی (۴۲) حداکثر مقدار تنش برای مدل‌های M1 الی M3 تحت شتاب نگاشت‌های هم پایه نشان داده شده است. همان‌طور که در بند ۴-۲ ملاحظه گردید؛ به بررسی مکانیزم‌های تسلیم و گسیختگی مدل‌های پیشنهادی تحت بارگذاری بار افزون پرداخته شد. تشکیل میدان‌های کششی قطری در ورق‌های فولادی، تسلیم در تیر طبقه آخر در مرحله انتهایی بارگذاری، کمانش‌های موضعی در مهاربند، تسلیم موضعی در محل اتصال مهاربند به زیر تیر اصلی و تسلیم ورق‌های فولادی از جمله مکانیزم‌های غالب در مدل‌های عددی پیشنهادی تحت بارگذاری بار افزون می‌باشند. در این قسمت، مکانیزم‌هایی که عملکرد مدل‌های عددی را تحت تاثیر قرار می‌دهند مورد بررسی قرار می‌گیرند. در مدل‌های M1 تحت شتاب نگاشت Coyote Lake در ثانیه ۳/۵ حداکثر تنش در ورق فولادی در طبقه ۱ و ۲ به مقدار 2450 kg/cm^2 و در محل اتصال ستون طبقه ۲ به طبقه ۱ و محل اتصال تیر به ستون به حد تسلیم می‌رسد. در مدل M1 تحت رکورد Duzce مکانیزم اول، تسلیم ورق فولادی و محل اتصال ستون در طبقات می‌باشد. همچنین در مدل M1 تحت رکوردهای Imperial Valley، Kobe، Landers و Parkfield علاوه بر تسلیم و رسیدن به حد نهایی در ورق فولادی میانی، تسلیم و ورود به مرحله اولیه پلاستیک مطابق شکل‌های (۲۴)، (۲۷)، (۳۰)، (۳۳)، (۳۶) و (۳۹) مشاهده می‌شود. در مدل M2 تحت رکورد زلزله Westmorland شکل (۴۲)، در ثانیه ۱۱ بارگذاری، تنش در طبقات ۱، ۲ و ۳ در ورق فولادی به مقدار 2880 kg/cm^2 و میانه ستون و محل اتصال تیر به ستون به صورت موضعی به مقدار 2400 kg/cm^2 رسیده است. در مدل M2 مربوط



شکل ۲۱- طیف‌های پاسخ هم پایه شده با طیف هدف خاک نوع III

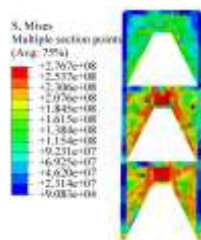
۴-۳- تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت ۷ شتاب

نگاشت

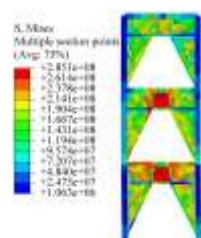
انتخاب شتاب نگاشت برای تحلیل‌های دینامیکی از تاثیرگذارترین عوامل در پاسخ نتایج می‌باشد، که باید بر اساس معیارهایی نظیر نوع خاک، فاصله از گسل، رفتار گسل طیف طرح و ... انجام شود. در این مطالعه فرض شده است، سازه در ساختمانی با خاک نوع III و شتاب مبنای طرح برابر $0.35g$ قرار دارد. با فرض قرارگیری سازه در شهر تبریز، گسل از نوع امتداد لغز [۲۴] می‌باشد. بر این اساس، مشخصات مربوط به شتاب نگاشت‌های انتخابی در جدول ۲ ارائه شده است. فاصله از گسل به عنوان یکی از پارامتر اصلی و تاثیرگذار در انتخاب شتاب نگاشت نزدیک گسل می‌باشد. ولی این معیار به تنهایی کافی نیست و در رکوردهای نزدیک گسل، اغلب یک پالس قابل توجه در تاریخچه زمانی سرعت مشاهده می‌شود. این موضوع در انتخاب رکوردها از سایت PEER رعایت شده است. به علت نزدیکی ساختمان با گسل، ۷ رکورد انتخابی مربوط به حوزه نزدیک (مطابق نمودار ۱۴ الی ۲۰) می‌باشد. بعد از انتخاب شتاب نگاشت‌ها، تمامی شتاب نگاشت‌ها به حداکثر شتاب خود یعنی (PGA) مقیاس شده و حداکثر طیف پاسخ هر رکورد به روش میانگین‌گیری از ۷ طیف انتخابی با شتاب طیفی آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای خاک نوع III با شتاب مبنای $0.35g$ (مطابق شکل ۲۱) مورد مقایسه قرار می‌گیرد. در این مطالعه مقیاس کردن رکوردهای زلزله بزرگ‌تر از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ در نظر گرفته شده است. همچنین مطابق آیین‌نامه ۱۳-۴۱-ASCE می‌توان طیف طرح استاندارد به ۱/۵ برابر افزایش داد [۲۵] تا با تقریب مناسب به سطح حداکثر زلزله نادر (MCE^4)، که احتمال فرا گذشت آن در

⁴ Maximum Credible Earthquake

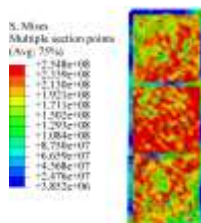
و دوم می‌باشد که بصورت متوسط تقریباً به قسمت انتهایی حد پلاستیک (2900 kg/cm^2) رسیده‌اند. همانطور که مشاهده شد، نوع مکانیزم و خسارات سازه‌ای تحت بارگذاری‌های لرزه‌ای تا حدودی تقریباً مشابه مکانیزم مدل‌ها تحت بارگذاری بار افزون و همراه با خسارت در مرحله پلاستیک در اعضای سازه‌ای می‌باشد. در مدل‌های پیشنهادی تحت بارگذاری لرزه‌ای، غالباً اولین تسلیم با ایجاد میدان کششی قطری اولیه در ورق فولادی آغاز سپس با یک کمانش اولیه در مهاربند طبقات پایین ادامه می‌یابد. سپس با ادامه بارگذاری، ورق‌های میانی تسلیم و مقدار کمانش در مهاربند افزایش می‌یابد و به علت افزایش نیرو محوری طبقات ناشی از زلزله، مقدار کمانش در مهاربند افزایش و مهاربندها به همراه ورق‌های فولادی وارد فاز پلاستیک می‌شوند. در نتیجه جهت انتقال بار به طبقات پایینی، سایر اعضای باربر لرزه‌ای وظیفه تحمل و انتقال نیرو را به عهده می‌گیرند. بنابراین مقدار تنش در طبقات پایینی نسبت به طبقات بالایی افزایش می‌یابد.



شکل ۲۲- کانتورتنش مدل M3 تحت رکورد Coyote Lake

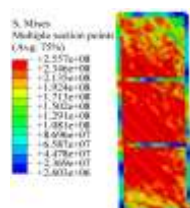


شکل ۲۳- کانتورتنش مدل M2 تحت رکورد Coyote Lake

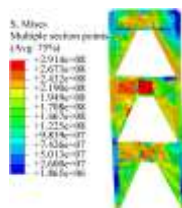


شکل ۲۴- کانتورتنش مدل M1 تحت رکورد Coyote Lake

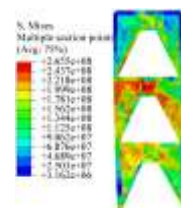
به شکل (۲۳) تحت شتاب نگاشت Coyote Lake قرار گرفت. براساس نتایج مدل عددی ملاحظه شد؛ در ثانیه ۸/۴ بزرگ‌ترین کمانش در بادبند طبقه اول برابر ۸۴ میلی‌متر و این تغییر شکل به عنوان تغییر شکل ماندگار تا انتهای بارگذاری می‌باشد. در مدل M2 تحت زلزله Duzce نیز در ثانیه ۶/۲، کمانش در طبقه اول و مقدار تغییر شکل در مهاربند برابر ۱۷۰ میلی‌متر و مقدار تنش برابر 3100 kg/cm^2 و تقریباً در این لحظه تنش در پلست‌ها به مقدار 1900 kg/cm^2 و ستون‌های طبقه دوم نیز به مقدار تنش 2500 kg/cm^2 رسیدند. همچنین تنش در ورق میانی مطابق شکل (۲۶) تقریباً به قسمت‌های انتهایی ظرفیت پلاستیک و در ستون‌ها نیز به انتهای حد الاستیک رسیده است. با بررسی مدل‌های M2 تحت سایر رکوردهای زلزله و حداکثر مقدار تنش در شکل‌های (۲۹)، (۳۲)، (۳۵)، (۳۸) و (۴۱) مشخص شد، اولین مکانیزم خسارت با ایجاد کمانش در مهاربند طبقه اول سپس کمانش در مهاربند طبقه دوم و افزایش تنش در صفحات میانی و کناری ادامه می‌یابد و در انتهای بارگذاری نیز مقداری از طول ستون به انتهای حد الاستیک می‌رسد. در مدل M3 نیز تحت ۷ شتاب نگاشت مقیاس شده مطابق جدول شماره ۲ قرار گرفت. در مدل M3 تحت شتاب نگاشت Coyote Lake تیر ما بین دو مهاربند، عملکردی همانند تیر پیوند دارد، که حول محور عمود بر صفحه قاب، به علت زوج نیرویی که از بادبند به انتهای این قسمت وارد می‌شود تیر میانی تحت دوران قرار می‌گیرد. بنابراین تغییر شکل دو سمت تیر به یکدیگر در داخل صفحه برابر ۲/۱ میلی‌متر می‌باشد. همچنین در شتاب نگاشت‌های Imperial Valley، Duzce نیز شروع مکانیزم خسارت در سازه به این ترتیب می‌باشد و در ادامه بارگذاری، با کمانش بادبند طبقه اول و دوم و افزایش تنش در مهاربند و ورق فولادی ادامه می‌یابد و منجر به گسیختگی ورق فولادی پرکننده و مهاربند می‌شود و مطابق شکل‌های (۲۵) و (۲۸) مقدار تنش در میانه ستون به مقدار تنش متوسط 2500 kg/cm^2 رسیده است. در سایر مدل‌های مربوط به M3، تحت شتاب نگاشت‌های Landers، Kobe، Parkfield و Westmorland نیز شروع خسارت به سازه از کمانش مهاربندهای طبقه اول و دوم آغاز می‌شود. همچنین مطابق شکل‌های (۳۱)، (۳۴)، (۳۷) و (۴۰) مشاهده می‌شود؛ در ادامه بارگذاری مکانیزم غالب و تاثیر گذار بر عملکرد سازه افزایش تنش در مهاربندها طبقه اول



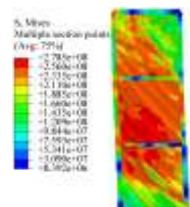
شکل ۲۷- کانتورتنش مدل M1 تحت رکورد Duzce



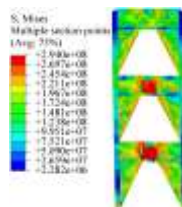
شکل ۲۶- کانتورتنش مدل M2 تحت رکورد Duzce



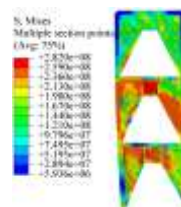
شکل ۲۵- کانتورتنش مدل M3 تحت رکورد Duzce



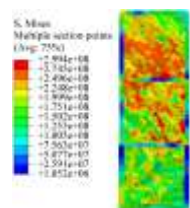
شکل ۳۰- کانتورتنش مدل M1 تحت رکورد Imperial Valley



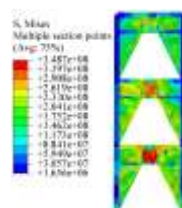
شکل ۲۹- کانتورتنش مدل M2 تحت رکورد Imperial Valley



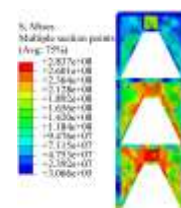
شکل ۲۸- کانتورتنش مدل M3 تحت رکورد Imperial Valley



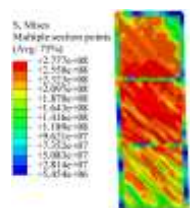
شکل ۳۳- کانتورتنش مدل M1 تحت رکورد Kobe



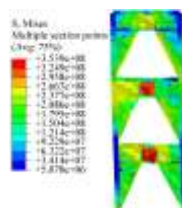
شکل ۳۲- کانتورتنش مدل M2 تحت رکورد Kobe



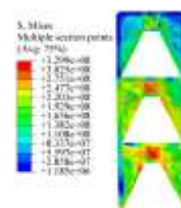
شکل ۳۱- کانتورتنش مدل M3 تحت رکورد Kobe



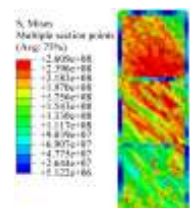
شکل ۳۶- کانتورتنش مدل M1 تحت رکورد Landers



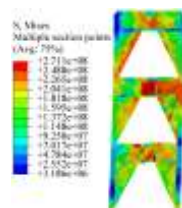
شکل ۳۵- کانتورتنش مدل M2 تحت رکورد Landers



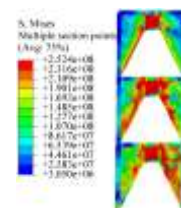
شکل ۳۴- کانتورتنش مدل M3 تحت رکورد Landers



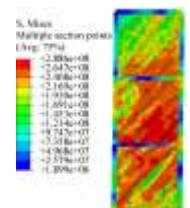
شکل ۳۹- کانتورتنش مدل M1 تحت رکورد Parkfield



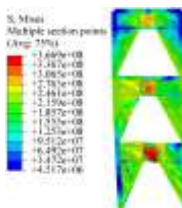
شکل ۳۸- کانتورتنش مدل M2 تحت رکورد Parkfield



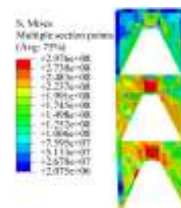
شکل ۳۷- کانتورتنش مدل M3 تحت رکورد Parkfield



شکل ۴۲- کانتورتنش مدل M1 تحت رکورد Westmorland



شکل ۴۱- کانتورتنش مدل M2 تحت رکورد Westmorland



شکل ۴۰- کانتورتنش مدل M3 تحت رکورد Westmorland

جدول ۲- مشخصات شتاب نگاشت‌های انتخاب شده در تحلیل دینامیکی

پالس	موج برشی	فاصله از گسل	نوع گسل	بزرگی	ضریب مقیاس	شتاب	سال وقوع	نام رکورد	ردیف
دارد	270.84	8.47	strike slip	5.74	0.60	0.22	1979	Coyote Lake	1
دارد	293.57	12.02	strike slip	7.14	0.85	0.80	1999	Duzce	2
دارد	208.71	8.54	strike slip	6.53	0.90	0.21	1979	Imperial Valley	3
دارد	312	0.94	strike slip	6.9	0.90	0.834	1995	Kobe	4
دارد	370.08	34.86	strike slip	7.28	0.85	0.13	1992	Landers	5
دارد	326.64	1.66	strike slip	6	0.85	0.44	2004	Parkfield	6
دارد	348.69	16.54	strike slip	5.9	0.80	0.23	1981	Westmorland	7

$$SPI = \sqrt{R_d^2 + R_f^2 + R_e^2} \quad (10)$$

در نمودارهای (۴۳) الی (۴۹) برش پایه سه مدل فوق را برای یک زلزله ثابت در قالب یک نمودار نشان می‌دهند. با مقایسه پاسخ دیوار برشی (برش پایه-زمان) با مدل‌های پیشنهادی ملاحظه می‌گردد، که تحت یک شتاب نگاشت یکسان، برش پایه حاصل از مدل‌های پیشنهادی نسبت به مدل دیوار برشی فولادی در لحظه اوج پاسخ برش پایه افزایش نیافته است. همچنین در حالت کلی با مقایسه پاسخ دیوار برشی پیشنهادی با مدل دیوار برشی فولادی (M1) تغییری کلی در الگوی پاسخ سازه‌های پیشنهادی مشاهده نمی‌شود. در تمامی مدل‌ها بعد از اوج پاسخ زوال نیرو و تمایل سازه جهت رسیدن به حالت سکون به دلیل میرایی سازه در دیوار برشی M1 نسبت به مدل‌های M2 و M3 بیشتر می‌باشد. همانطور که ۲-۴ و ۳-۴ رفتار کلی سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفت و مشخص شد، در سازه M1 وضعیت تشکیل میدان‌های کششی قطری نسبت به مدل‌های پیشنهادی از شرایط مطلوب‌تری برخوردار است و تشکیل میدان‌های کششی و تغییر جهت تحت بارگذاری لرزه‌ای، می‌تواند دلیلی بر تمایل سازه M1 برای رسیدن به حالت سکون می‌باشد. به دلیل پیچیدگی پاسخ‌های سازه تحت بارگذاری لرزه‌ای علاوه بر برش پایه سایر پارامترهای تاثیرگذار نیز باید مورد بررسی قرار گیرد. از این‌رو پارامتر جابجایی نشانگر ظرفیت شکل‌پذیری، برش پایه نشانگر ظرفیت مقاومت سازه و انرژی معرف توانایی سازه در جذب و استهلاک انرژی می‌باشد. با ترکیب این سه پارامتر بصورت جذر مجموع مربعات، می‌توان تمامی پارامترهای موثر در

۴-۳- بررسی عملکرد لرزه‌ای^۵ (SPI)

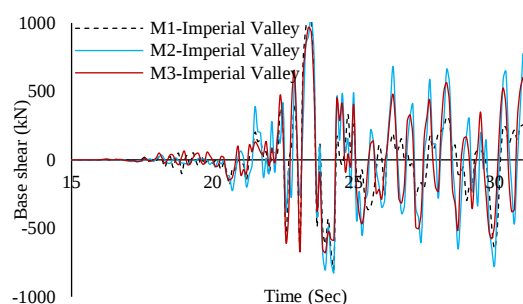
جهت ارزیابی مدل‌های عددی تحت بارگذاری لرزه‌ای، می‌توان از شاخص مختلفی برای بررسی پاسخ سیستم‌ها استفاده کرد. این پارامترها شامل؛ انرژی اتلافی بعنوان درصدی از انرژی لرزه‌ای، حداکثر پاسخ جابجایی، حداکثر برش پایه و میرایی می‌باشد. Mualla در سال ۲۰۰۲ شاخصی را بعنوان بررسی عملکرد قاب فولادی دارای میراگر تحت بار لرزه‌ای پیشنهاد داد [۲۶]. این شاخص جمع مجذور مربعات نسبت‌های جابجایی، برش پایه و انرژی سازه می‌باشد. شاخص پیشنهادی، ترکیبی از سایر شاخص‌های عملکردی می‌باشد که بعنوان SPI مطابق فرمول (۱۰) معرفی گردید. در این شاخص مطابق فرمول ۷ نسبت جابجایی سازه دارای میراگر (D_f) به سازه بدون میراگر (D_p)، و فرمول شماره ۸؛ نسبت برش پایه سازه دارای میراگر (V_f) به سازه بدون میراگر (V_p) و در فرمول شماره ۹؛ انرژی ورودی به سازه دارای میراگر و E_h انرژی هیستریک اتلاف شده توسط سازه دارای میراگر می‌باشد. در این مطالعه جهت تعیین شاخص SPI، در فرمول‌های معرفی شده برای سازه میراگر مقادیر مربوط به سازه‌های پیشنهادی (M2 و M3) و مقادیر سازه M1 بعنوان سازه بدون میراگر در نظر گرفته شده است.

$$R_d = \frac{D_f}{D_p} \quad (7)$$

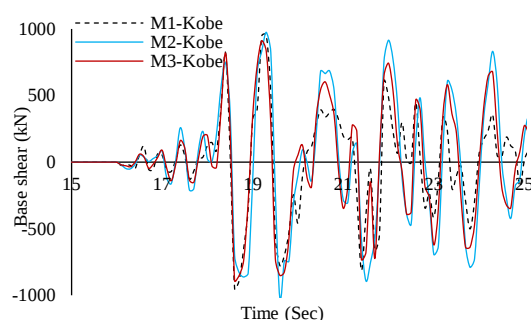
$$R_f = \frac{V_f}{V_p} \quad (8)$$

$$R_e = \frac{E_i - E_h}{E_i} \quad (9)$$

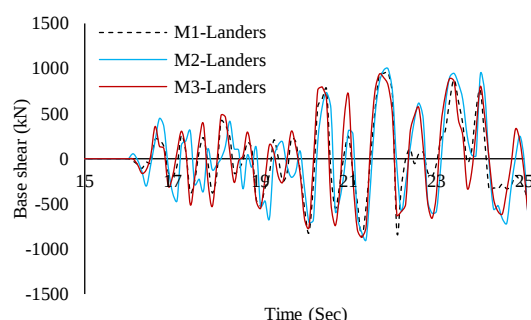
³ Seismic Performance Index



شکل ۴۵- برش پایه مدل‌های M1، M2 و M3 تحت رکورد زلزله Imperial Valley

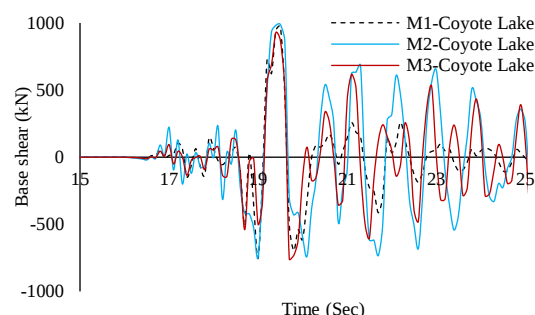


شکل ۴۶- برش پایه مدل‌های M1، M2 و M3 تحت رکورد زلزله Kobe

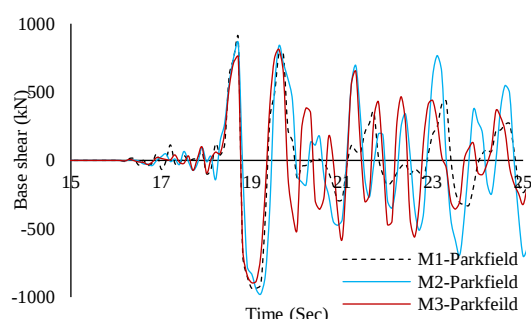


شکل ۴۷- برش پایه مدل‌های M1، M2 و M3 تحت رکورد زلزله Landers

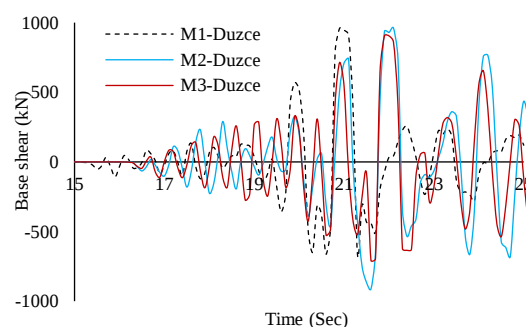
پاسخ سازه را در قالب شاخص SPI مطابق فرمول ۱۰ در دو مدل پیشنهادی نسبت به مدل M1 مورد مقایسه و بررسی قرار داد. شکل شماره (۵۰) پارامتر SPI را برای مدل‌های پیشنهادی نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، مدل پیشنهادی M2 (دیوار برشی فولادی دارای بازشو، مهاربند واگرا و تیر میانی سراسر) نسبت به مدل M3 (دیوار برشی فولادی دارای بازشو، مهاربند واگرا و تیر میانی مابین مهاربند) در مجموع سه پارامتر از عملکرد مناسبی برخوردار می‌باشد. بیشترین اختلاف دو نمودار در رخداد زلزله Duzce برابر ۱۴٪ و کمترین اختلاف دو مدل در رخداد زلزله Westmorland که تقریباً برابر ۲۱٪ افزایش یافته است. در مورد مدل M3 شاخص SPI تقریباً یک روند یکسانی را نشان می‌دهد که نشانگر رسیدن و حفظ عملکرد بالاتر از دیوار برشی فولادی مدل M1، با لحاظ بازشوی کاربردی می‌باشد، که با توجه به این نکته می‌توان به این نتیجه رسید که مدل‌های پیشنهادی با ایجاد بازشو نسبت به مدل دیوار برشی رایج از عملکرد مناسبی برخوردار می‌باشند.



شکل ۴۸- برش پایه مدل‌های M1، M2 و M3 تحت رکورد زلزله Coyote Lake



شکل ۴۹- برش پایه مدل‌های M1، M2 و M3 تحت رکورد زلزله Parkfield



شکل ۵۰- برش پایه مدل‌های M1، M2 و M3 تحت رکورد زلزله Duzce

ورق به سطوح کوچکتر تقسیم می‌شود و کمناش‌های جزئی در ورق گسترش و مهاربند نقش هدایت میدان‌های کششی قطری در ورق فولادی را نیز بعهدہ دارد.

۵- مکانیزم غالب در بارگذاری لرزه‌ای، با تشکیل میدان کششی قطری در ورق فولادی آغاز و با ایجاد کمناش اولیه در مهاربند ادامه می‌یابد. با تسلیم ورق میانی، کمناش در مهاربند افزایش و ورق فولادی و مهاربند وارد فاز پلاستیک می‌شوند.

۶- در مدل‌های پیشنهادی نسبت کاهش برش پایه بعد از نقطه اوج، نسبت به مدل دیوار برشی فولادی کمتر می‌باشد ولی در تمامی مدل‌ها، سازه از توانایی میرایی مناسبی جهت کاهش نیرو برخوردار می‌باشد.

۷- شاخص SPI در مدل M2 نسبت به مدل M3 در رخداد زلزله Duzce، ۱۴٪ بهبود عملکرد لرزه‌ای را نشان می‌دهد. همچنین شاخص SPI برای مدل M3 نیز تقریباً دارای یک روند یکسانی می‌باشد که بصورت میانگین، نسبت به دیوار برشی معمولی از لحاظ بهبود عملکرد در حدود ۳۵٪، با لحاظ بازشو و کاهش محدودیت‌های دسترسی، افزایش یافته است.

تعارض منافع

نویسندگان مقاله تأیید می‌کنند که هیچگونه تعارض منافع مالی، حرفه‌ای یا شخصی که بر نتایج یا تفسیر نتایج پژوهش تأثیر بگذارد، وجود ندارد.

تأییدیه اخلاقی

نویسندگان متعهد می‌شوند که مطالب این مقاله را در هیچ مجله دیگری به چاپ نرسانده‌اند.

مشارکت‌های نویسندگان

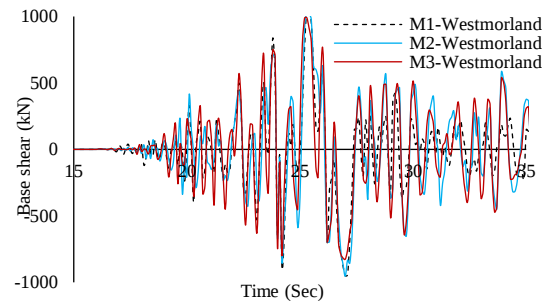
رضا خلیلی ساربانقلی: جمع آوری داده‌ها، شبیه‌سازی، تحلیل نتایج و نگارش

احمد ملکی: روش‌شناسی تحقیق، راهنمایی علمی، ویرایش تخصصی و تفسیر نتایج

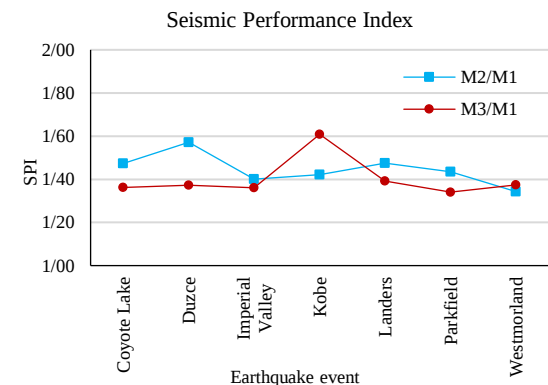
رامین کتابفروش بدری: راهنمایی علمی، ویرایش تخصصی و تفسیر نتایج

منابع مالی

منابع مالی ندارد.



شکل ۴۹- برش پایه M1، M2 و M3 تحت رکورد زلزله Westmorland



شکل ۵۰- شاخص عملکرد لرزه‌ای مدل‌های M2 و M3

۵- نتیجه‌گیری

۱- در مدل دیوار برشی فولادی رایج (M1)، سهم باربری ورق فولادی نسبت به قاب برابر ۸۰٪، در مدل دارای تیر میانی سراسری (M2)، سهم ورق پرکننده از باربری برابر ۳۰٪ و در مدل دارای تیر میانی مابین دو مهاربند (M3)، سهم ورق پرکننده برابر ۶۵٪ بار کل جانبی می‌باشد.

۲- مطابق بارگذاری با افزون در مدل M1 مود خرابی با تشکیل میدان کششی قطری شروع می‌شود و بعد از دریافت ۱٪ تسلیم در تیر طبقه آخر و محل اتصال ستون طبقه سوم به دوم و در انتهای بارگذاری ورق فولادی وارد فاز پلاستیک می‌شود.

۳- در مدل‌های M2 و M3 تحت بارگذاری بار افزون، اولین تسلیم بعد از تشکیل میدان‌های کششی در ورق‌های پرکننده میانی و کناری آغاز می‌شود. همچنین با ادامه در انتهای بارگذاری تسلیم و کمناش در مهاربندها مشاهده می‌شود.

۴- استفاده از مهاربند واگرا علاوه بر کنترل کمناش موضعی در لبه ورق، امکان تشکیل میدان کششی در ورق‌های پرکننده را افزایش می‌دهد. با استفاده از تیر میانی سراسری

مراجع

- [1] Wang, Meng, Weiguo Yang, Yongjiu Shi, and Jian Xu. "Seismic Behaviors of Steel Plate Shear Wall Structures with Construction Details and Materials." *Journal of Constructional Steel Research* 107 (2015): 194–210. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.01.007>.
- [2] Dastfan, Mehdi, and Robert Driver. "Test of a Steel Plate Shear Wall with Partially Encased Composite Columns and RBS Frame Connections." *Journal of Structural Engineering* 144, no. 2 (2018): 4017187. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001954](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001954).
- [3] Ashrafi, Hamid Reza, Peyman Beiranvand, Majid Pouraminian, and Marziye Sadat Moayeri. "Examining the Impact of Sheet Placement and Changes in Waves Characteristics on Behavior of Wavy Steel Shear Wall." *Case Studies in Construction Materials* 9 (2018): e00180. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.cscm.2018.e00180>.
- [4] Jin, Shuangshuang, Shengchao Yang, and Jiulin Bai. "Numerical and Experimental Investigation of the Full-Scale Buckling-Restrained Steel Plate Shear Wall with Inclined Slots." *Thin-Walled Structures* 144 (2019): 106362. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.106362>.
- [5] Farzampour, Alireza, Jeffrey A Laman, and Massod Mofid. "Behavior Prediction of Corrugated Steel Plate Shear Walls with Openings." *Journal of Constructional Steel Research* 114 (2015): 258–68. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.07.018>.
- [6] Nassernia, Sina, and Hossein Showkati. "Experimental Study of Opening Effects on Mid-Span Steel Plate Shear Walls." *Journal of Constructional Steel Research* 137 (2017): 8–18.
- [7] Zarrinkolaei, Fatemeh Ahmadi, Ali Naseri, and Siroos Gholampour. "Numerical Assessment of Effect of Opening on Behavior of Perforated Steel Shear Walls." *Journal of Constructional Steel Research* 181 (2021): 106587.
- [8] Roudsari, Sajjad Sayyar, Sayed M Soleimani, and Sameer A Hamoush. "Analytical Study of the Effects of Opening Characteristics and Plate Thickness on the Performance of Sinusoidal and Trapezoidal Corrugated Steel Plate Shear Walls." *Journal of Constructional Steel Research* 182 (2021): 106660.
- [9] Paslar, Nima, Alireza Farzampour, and Farzad Hatami. "Infill Plate Interconnection Effects on the Structural Behavior of Steel Plate Shear Walls." *Thin-Walled Structures* 149 (2020): 106621.
- [10] Purba, Ronny, and Michel Bruneau. "Experimental Investigation of Steel Plate Shear Walls with In-Span Plastification along Horizontal Boundary Elements." *Engineering Structures* 97 (2015): 68–79. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.04.008>.
- [11] Sharbatdar, Mohammad-Kazem, and Mohammad Khosroabadi. "Investigation of Design Codes Reliability for Seismic Design of Steel Plate Shear Walls Consisting of Several Parameters." *Journal of Modeling in Engineering*, 16 52 (2018): 277-297. (in Persian) doi: 10.22075/jme.2018.2941.
- [12] Hemmati, Ali, and Ali Kheyroddin. "Investigation of Transition Story Effect on Behavior of Vertically Hybrid Building." *Journal of Modeling in Engineering* 9 (2011): 57–66. (in Persian)
- [13] Sabouri-Ghomi, Saeid, and Salaheddin Mamazizi. "Experimental Investigation on Stiffened Steel Plate Shear Walls with Two Rectangular Openings." *Thin-Walled Structures* 86 (2015): 56–66. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2014.10.005>.
- [14] Sahoo, Dipti Ranjan, Balsher Singh Sidhu, and Arunesh Kumar. "Behavior of Unstiffened Steel Plate Shear Wall with Simple Beam-to-Column Connections and Flexible Boundary Elements." *International Journal of Steel Structures* 15, no. 1 (2015): 75–87. <https://doi.org/10.1007/s13296-015-3005-5>.
- [15] Sattarian Karajabad, Hamid, and Ahmad Maleki. "Numerical Analysis of Performance of Eccentric Braced Frames Equipped with the Steel Plate in the area Under the link beam and the beam out of the link." *Journal of Anaysis Structuer-Earthquake* 15, no. 4 (2019): 13–23 (in Persian).
- [16] Khalili Sarbangoli, Reza, Ahmad Maleki and Ramin Ketabfroosh Badri. "Evaluation of steel Frame with infill plate and eccentric braced under push over loading." *Modares Civil Engineering Journal* 21, no. 5 (2021): 13–23 (in Persian).
- [17] Ansi, B. "AISC 360-16, Specification for Structural Steel Buildings." Chicago AISC, (2016).

- [18] Berman, Jeffrey W, and Michel Bruneau. "Experimental and Analytical Investigation of Tubular Links for Eccentrically Braced Frames." *Engineering Structures* 29, no. 8 (2007): 1929–38. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.10.012>.
- [19] Sigariyazd, Mohammadhossein Akhavan, Abdolreza Joghataie, and Nader K A Attari. "Analysis and Design Recommendations for Diagonally Stiffened Steel Plate Shear Walls." *Thin-Walled Structures* 103 (2016): 72–80. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2016.02.008>.
- [20] Wang, Meng, Yongjiu Shi, Jian Xu, Weiguo Yang, and Yixin Li. "Experimental and Numerical Study of Unstiffened Steel Plate Shear Wall Structures." *Journal of Constructional Steel Research* 112 (2015): 373–86. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.05.002>.
- [21] Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard No. 2800), 4th Edition, 31st Print, 2024
- [22] Topic 6 of Building National Regulations, Loads Imposed to Buildings, Fourth Edition
- [23] Loads, Minimum Design, Associated Criteria, and Other Structures. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, 2017. <https://doi.org/10.1061/9780784414248>.
- [24] Zare, Mahdi. "Earthquake risk and construction in the North Tabriz fault zone and the fault zone of Iran's seismic faults." http://old.iiies.ac.ir/fa/wp-content/uploads/2009/03/sum_aut_80_6.pdf, (2009): 46-57 (in Persian).
- [25] ASCE 41-13, Standard. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13). Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, 2007. http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/15247/ASCE_41-13.pdf.
- [26] Mualla, Imad H, and Borislav Belev. "Performance of Steel Frames with a New Friction Damper Device under Earthquake Excitation." *Engineering Structures* 24, no. 3 (2002): 365–71.