

مطالعه عددی و پارامتریک اثر زلزله‌های متوالی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی جدار نازک مرکزگرا

مجید قلهکی^{۱*}، محسن تاجیک^۲

۱- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران. mgholhaki@semnan.ac.ir

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران. tajikmohsen73@gmail.com

چکیده

این که تیر و ستون‌ها در محدوده الاستیک باقی بمانند هدف مرکزگرا کردن سیستم دیوار برشی فولادی است. در این مقاله ساختمان‌های پنج، ده و بیست طبقه دارای دیوار برشی فولادی به روش مهاربند معادل نواری در ETABS طراحی شدند سپس هفت شتاب‌نگاشت دور از گسل انتخاب و مقیاس گردیدند و در نرم‌افزار ABAQUS مدل سازی گردیدند. مدل پنج طبقه با مدل بدون مرکزگرا مقایسه شد. طبق نتایج تحلیل پوش‌اور مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا و بدون مرکزگرا، تیر و ستون‌ها در مدل مرکزگرا در محدوده الاستیک باقی ماندند و باتوجه به پاسخ بدست‌آمده از تحلیل پوش‌اور دیوار برشی فولادی بدون مرکزگرا استهلاک انرژی بیشتری دارند. نتایج نشان داد که دریافت و حداکثر جابجایی و نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی در دیوار برشی فولادی مرکزگرا نسبت به بدون مرکزگرا افزایش یافته است.

واژگان کلیدی:

دیوار برشی فولادی مرکزگرا، شتاب‌نگاشت، روش مهاربند معادل نواری، تحلیل تاریخچه زمانی

Seismic Evaluation of Self-Centering Thin Steel Plate Shear Walls, Subjected to Seismic Sequences

Majid Gholhaki^{*}, Mohsen Tajik[†]

۱. Prof., Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran. mgholhaki@semnan.ac.ir

۲. M.sc Student of Structural Engineering, Semnan University, Semnan, Iran. tajikmohsen73@gmail.com

Abstract

Despite the knowledge of steel shear wall for many years, not much attention was paid to it. Steel shear walls without stiffeners and with stiffeners have been used in America in recent years. This system is ۵۰٪ cheaper compared to the bending frame. After the events of September ۱۱, a number of scientists were thinking of creating resistant and impervious structures against explosive and seismic loads economically by combining this system and the concrete shear wall system. Steel shear walls are easier to implement. Also, the accuracy of doing the work is at the level of normal executions, and by observing it, the reliability coefficient is many times higher than other types of systems. The execution speed of steel shear walls is high, and because of this, the execution costs are reduced. Also, the efficiency of the shear wall system is more and more suitable than all the advantages of centralized bracing systems such as X and V shape and off-center steel

bracing system. The resistance against the overturning anchor caused by the lateral loads and the horizontal load of the floor is the most important task of the steel shear wall. The constituent members of the steel shear wall system include a steel plate wall, two boundary columns and a floor horizontal beam. Also, the horizontal beams of the floor are used as transverse stiffeners in the sheet beam. The goal of centralizing the steel shear wall system is that the beams and columns remain in the elastic range. In this article, five, ten, and twenty-story buildings with steel shear walls were designed using the strip equivalent brace method in ETABS, then seven acceleration maps far from the fault were selected and scaled and modeled in ABAQUS software. The five-class model was compared with the non-centralized model. According to the results of the push-over analysis of the five-story steel shear wall model, the beams and columns remained in the elastic range in the self-centering model, and according to the hysteresis obtained from the push-over analysis of the steel shear wall, they have more energy consumption. The results showed that the drift and maximum drift and maximum displacement and the ratio of the maximum acceleration value of the roof to the acceleration of the selected records in the self-centering steel shear wall have increased compared to the non self-centering ones.

Keywords: Self centering steel shear wall, acceleration record, Band equivalent brace method, time history analysis.

۱- مقدمه و تاریخچه تحقیقات

سیستم‌های سازه‌ای باربر جانبی مختلفی به منظور مهار نیروهای جانبی مورد استفاده قرار می‌گیرند که هر کدام دارای خصوصیات هستند. عوامل مؤثر بر انتخاب نوع سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی عبارتند از ترکیب بارگذاری، چگونگی رفتار سازه، نحوه هدایت بارهای ثقلی به پایه و طرح معماری. علاوه بر موارد ذکر شده انتخاب نوع سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی به ابعاد هندسی سازه، محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای، مقدار نیروی جانبی، حداکثر تغییر مکان و غیره نیز وابسته می‌باشد [۱].

سیستم‌های متعارف فولادی مقاوم در برابر نیرو جانبی از قبیل قاب خمشی، قاب مهاربندی شده و دیوار برشی فولادی نشان داده‌اند که عملکرد لرزه‌ای مناسبی با فراهم ساختن مقاومت و شکل پذیری کافی دارند. با این حال، تیرها، ستون‌ها و مهاربندهای این سیستم‌ها باید تغییر شکل‌های غیرارتجاعی قابل توجهی را در طول زلزله تحمل کنند که باعث تسلیم، آسیب دیدن المان‌ها و تغییر مکان‌های نسبی ماندگار زیاد در سازه می‌شود. تسلیم اعضای قاب و تغییر مکان‌های نسبی ماندگار زیاد، باعث ایجاد هزینه‌های تعمیر

زیاد و از کارافتادگی سازه می‌شود. یک دیوار برشی فولادی مرکزگرا متشکل از یک دیوار برشی فولادی معمول که مقاومت جانبی و سختی را به وسیله اتصالات خمشی پس-تندیده به جود می‌آورد، می‌باشد.

با وجود شناخت دیوار برشی فولادی طی سالیان طولانی، توجه زیادی به آن نمی‌شد. اما امروزه این روش برای سازندگان و مالکان قابل قبول می‌باشد. در سه دهه اخیر، دیوار برشی فولادی موردتوجه قرار گرفته و به سرعت در حال گسترش است. دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده و با سخت‌کننده، در سال‌های اخیر در آمریکا بکار رفته‌اند. این سیستم در مقایسه با قاب خمشی تا حدود ۵۰٪ ارزان‌تر می‌باشد. تعدادی از دانشمندان بعد از حوادث ۱۱ سپتامبر با ترکیب این سیستم و سیستم دیوارهای برشی بتنی در فکر به وجود آوردن سازه‌های مقاوم و غیرقابل نفوذ در مقابل بارهای انفجاری و لرزه‌ای به طور اقتصادی بودند. اجرای دیوارهای برشی فولادی آسان‌تر می‌باشد. همچنین دقت انجام کار در حد اجراهای معمولی بوده که با رعایت آن ضریب اطمینان به مراتب بالاتر از انواع سیستم‌های دیگر می‌باشد. سرعت اجرای دیوارهای برشی فولادی بالا بوده و به همین دلیل

هزینه‌های اجرا کاهش پیدا می‌کند. همچنین کارایی سامانه دیوار برشی از همه مزایای سامانه‌های مهاربندی متمرکز مثل X و V شکل و سامانه مهاربندی فولادی خارج از مرکز، بیشتر و مناسب‌تر می‌باشد [۲]. مقاومت در مقابل لنگر واژگونی ناشی از بارهای جانبی و بار افقی طبقه، مهم‌ترین وظیفه دیوار برشی فولادی است. اعضای تشکیل دهنده سیستم دیوار برشی فولادی شامل یک دیوار صفحه‌ای فولادی، دو ستون مرزی و تیر افقی طبقه می‌باشد. همچنین تیرهای افقی طبقه به عنوان سخت‌کننده‌های عرضی در تیر ورق می‌باشند [۲].

از سال ۱۹۷۰ میلادی دیوار برشی فولادی به‌عنوان اولین انتخاب در میان سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی در چندین سازه مهم و مدرن مورد استفاده قرار گرفته است. در آغاز و در طول دهه ۷۰ میلادی دیوارهای برشی فولادی در ژاپن در ساختمان‌های جدید و در آمریکا برای بهتر شدن رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های موجود مورد استفاده قرار گرفت. در آمریکا و کانادا، در دهه ۷۰ و ۸۰ میلادی، در بعضی از ساختمان‌ها دیوارهای برشی بدون سخت‌کننده فولادی پوشیده شده از یک لایه بتن مطابق آنچه که در دیوارهای برشی مرکب می‌باشد مورد استفاده قرار می‌گرفت [۳].

پس از تعدادی نتایج موفقیت‌آمیز دیوار برشی فولادی در کشورهای مختلف، مطالعات جدی بر روی این سیستم نوین شروع شد. گروه‌های مختلفی در کشورهای پیشرفته و دانشگاه‌های معتبر جهان تحقیقات آزمایشگاهی و نظری را همزمان آغاز و پیگیری کردند. تحقیقات نظری بیشتر برای پیدا کردن روش‌های طراحی دقیق‌تر دیوار برشی فولادی و به‌دست‌آوردن رفتار بهتر آن با تحقیقات آزمایشگاهی توأمان بود. در تحقیقات آزمایشگاهی بعضاً بار به حالت یکنواخت بر روی نمونه قرار می‌گرفت و بعضاً بار به صورت چرخه‌ای برای شبیه‌سازی بار لرزه‌ای مورد بررسی قرار می‌گرفت [۲].

هیسادار و همکاران در مقاله "مطالعه حرکت قائم زمین در تحلیل دینامیکی ساختمان" با مطالعه خسارت‌های زمین-لرزه‌ها به این نتیجه می‌رسند که ستون‌های پیرامونی نسبت به سایر ستون‌ها در معرض خرابی بیشتری می‌باشند [۴]. دو نمونه ارائه شده توسط رابرتز و صبوری [۵، ۶] عبارتند از مدل الاستیک-پلاستیک کامل برای پیش‌بینی رفتار هیستریزس ورق برشی لاغر و مدل الاستیک-پلاستیک کامل

برای پیش‌بینی رفتار هیستریزس قاب در برگریخته ورق فولادی. فرض مدل معرفی شده برای قاب، این است که تشکیل مفاصل پلاستیک در بالا و پایین ستون باشد. بدست آوردن حلقه‌های هیستریزس هر ورق طبق اصل جمع آثار نیروها، از مجموع حلقه‌های هیستریزس ورق جان و قاب محیطی می‌باشد.

قلهکی در سال ۲۰۰۰ [۷] مجموع زیادی از آنالیز اجزا محدود بر روی پانل‌های برشی یک طبقه با سخت‌کننده دارای ضخامت‌های متفاوت انجام داد. آنالیزهای پانل‌ها به دو بخش دارای بازشو و بدون بازشو تقسیم بندی شدند.

صبوری و قلهکی در سال ۲۰۰۶ میلادی [۸]، بر روی دو نمونه دیوار برشی فولادی که تفاوت آن‌ها تنها در نوع اتصال تیرهای میانی به ستون‌ها بود آزمایش انجام دادند. دو نمونه مورد آزمایش بر اساس روش تعامل ورق با قاب که در سال‌های ۱۹۹۲-۱۹۹۱ صبوری و رابرتز ارائه داده بودند [۶]، طراحی شدند. و همچنین مفهوم فولاد پرمقامت در ستون‌ها و فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) در ورق‌ها استفاده شد. در رفتار نمونه‌ها در این آزمایش نشان داد عمده جذب انرژی را می‌توان به ورق فولادی منتقل کرد تا ستون‌ها را تا حد زیادی از آسیب مصون نگه داشت.

قلهکی و شعبی در سال ۱۳۹۴ [۱۰] طرح سیستم دیوار برشی فولادی بر اساس نیاز جابه‌جایی غیر الاستیک را مطرح نمودند. در این پژوهش برای سازه‌های با دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده روش طرح پلاستیک و همچنین روشی برای تعیین مقدار رانش تسلیم سازه مطرح گردید.

لنق هو و همکاران در سال ۲۰۲۱ یک دیوار برشی صفحه فولادی با مهاربندهای اتلاف انرژی خود محور (SPSW-SCEDB) را توسعه و آزمایش کردند که پیش ساخته و قابل تعویض است [۱۱].

ژنگ و همکاران در سال ۲۰۲۱ یک سیستم دیوار برشی هیبریدی فولاد-چوب مرکزگرا ابتکاری ارائه دادند. سیستم SC-STHSW از دو زیر سیستم تشکیل شده است: قاب فولادی پس تنیده (PT) و دیوار برشی چوبی با قاب سبک [۱۲].

ژانگ و همکاران در سال ۲۰۲۱ دیوارهای برشی ورق فولادی خود محور با شکاف (SC-SPSWS) یک سیستم

جدید مقاوم در برابر بار لرزه ای است که شکل پذیری خوب، ظرفیت اتلاف انرژی دیوارهای برشی ورق فولادی با شکاف ها (SPSWS) و قابلیت های جدیدتر شدن خود را ترکیب می کند. نتایج نشان می دهد که سازه با لایه های پیوند خمشی بیشتر و ورق های فولادی ضخیم تر دارای ظرفیت باربری نهایی بالاتر و ظرفیت اتلاف انرژی بهتر است، اما در عین حال قابلیت تغییر مجدد تضعیف می شود. همچنین نتیجه گیری می شود که با کاهش ارتفاع دهانه، شکل پذیری سازه به شدت کاهش می یابد. به طور متفاوت، افزایش تعداد رشته های فولادی می تواند شکل پذیری سازه را افزایش دهد [۱۳].

جیالین و همکاران در سال ۲۰۱۹ نوع جدیدی از دیوار برشی صفحه فولادی با مهاربندهای اتلاف انرژی خود محور توسعه یافت. نتایج نشان داد که یک پاسخ هیستریک به شکل پرچم با سختی اولیه بالا، شکل پذیری قابل توجه و قابلیت های خود مرکزی عالی و اتلاف انرژی به دلیل اثرات هم افزایی صفحه دیوار و مهاربندهای PS-SCED نشان می دهد [۱۴].

جلیلی و همکاران در سال ۲۰۱۹ با تجزیه و تحلیل دینامیکی غیرخطی ساختارهای قبلاً طراحی شده ارزیابی کردند. رفتار تکان دادن به طور موثری تقاضای شکل پذیری را در قسمت انتهایی تیرها کاهش می دهد و توزیع یکنواخت تری از انعطاف پذیری را در امتداد تیرها و درون ورق طبقه های مختلف ارائه می دهد [۱۵].

مرکزگرایی در قاب خمشی به وسیله پس تنیدن اعضای سازه به وسیله کابل ها و یا میلگردهای با مقاومت بالا حاصل می شود. راه های متفاوت قاب خمشی مرکزگرا به وسیله اتصالات تیر به ستون پس تنیده توسط گارلک و کریستوپولوس در سال ۲۰۰۲ مورد بررسی قرار گرفتند. گهواره در اتصال تیر به ستون با مرکز دوران در بال تیر در این سامانه به وجود می آید. این اتصال پس تنیده باعث به حداقل رسیدن تغییر مکان نسبی ماندگار می شود و هزینه های تعمیر نیز با کم شدن پتانسیل آسیب دیدن در المان های مرزی و محدود شدن خرابی به المان های اتلاف کننده انرژی قابل تعویض، کاهش می یابد. ترکیبی از پاسخ الاستیک قاب مرزی پس تنیده و جذب انرژی غیرخطی ورق فولادی در پاسخ کلی هیستریک دیوار برشی فولادی مرکزگرا مشاهده می شود که

در شکل ۲-۳ آورده شده است. در طول یک منحنی نیرو - تغییر مکان دوخطی مشابه قاب خمشی مرکزگرا، پاسخ قاب مرزی پس تنیده در بارگذاری و باربرداری می باشد. اتصال گره پس تنیده بالای گره باز شده باعث ایجاد سختی اولیه قاب می باشد که لنگر بازگرداننده نام دارد. پاسخ هیستریک پرچم شکل قاب خمشی فولادی مرکزگرا، از ترکیب پاسخ الاستیک دوخطی قاب مرزی پس تنیده با پاسخ هیستریک غیرخطی المان های اتلاف کننده انرژی، به وجود می آید. رفتار اتصال مرکزگرا پس تنیده قبل از باز شدن شکاف مشابه اتصالات صلب می باشد. ایجاد لنگر بازگرداننده در نقطه گهواره بعد از باز شدن شکاف که شروع اتلاف انرژی می باشد رخ می دهد که خاصیت مرکزگرایی است [۴].

۲- صحت سنجی مدل سازی در نرم افزار

مدل آزمایشگاهی مورد مطالعه توسط دنیل داودن و مایکل برونو که مقیاس این دیوار برشی فولادی مرکزگرا ۱ به ۳ است، جهت صحت سنجی مورد استفاده قرار گرفت. شکل (۱) نشان دهنده مدل آزمایشگاهی می باشد [۴].

در جدول (۱) مشخصات این مدل آزمایشگاهی مورد صحت سنجی بیان شده است. نرم افزار آباکوس ورژن ۱۴-۶ جهت مدل سازی سیستم مورد مطالعه مورد استفاده قرار گرفت. با استناد به کار آزمایشگاهی تا جابه جایی نسبی ۳ درصد بار اعمال می شود. در شکل (۲) بارگذاری چرخه ای آورده شده است.

شبکه بندی (مش بندی) المان های پوسته ای از با استفاده از شبکه quad/Free/Media axis با اندازه ۳ اینچ انجام شده است.

جدول ۱: مشخصات مدل آزمایشگاهی

عرض	۹۰
ابعاد (in)	دهانه
	ارتفاع طبقه اول
	۴۲ / ۸۷۵
	ارتفاع طبقه دوم
	۵۰ / ۷۵

ASTM A416	۰/۵	تمامی کابل‌ها	قطر کابل (in)
--------------	-----	------------------	------------------

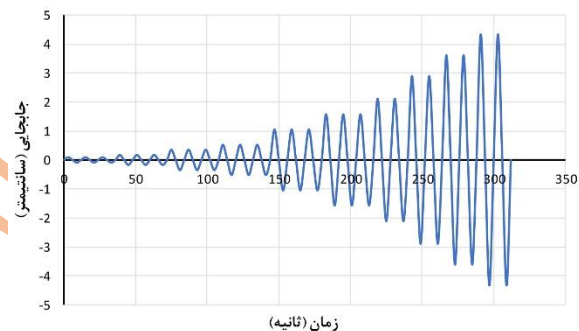


شکل ۱: مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی مرکزگرا با مقیاس ۱ به ۳ [۶]

پس‌تنیدگی به کابل‌ها به وسیله نیروی پیچ (بولت) می‌باشد و با حفظ شرایط کابل‌ها اعمال بار در تحلیل دوم که از نوع بار چرخه‌ای است به سازه انجام می‌شود. در این ماژول به وسیله از تاریخچه خروجی‌ها، خروجی‌های مربوط به تغییر مکان در سطح تیر بالایی و نیز برش پایه برای بدست آوردن منحنی هیستریزس پس از تمام شدن تحلیل، تعریف می‌شود. طبق توضیحات قبلی، اعمال نیرو به این مدل عددی دو مرحله دارد یعنی اولین مرحله نیرو را به کابل‌ها اعمال می‌کنیم و دومین مرحله بار چرخه‌ای را به مدل وارد می‌کنیم. مدل عددی بعد از وارد کردن نیرو پس‌تنیدگی که مقدار آن ۲۰ درصد تنش تسلیم کابل می‌باشد.

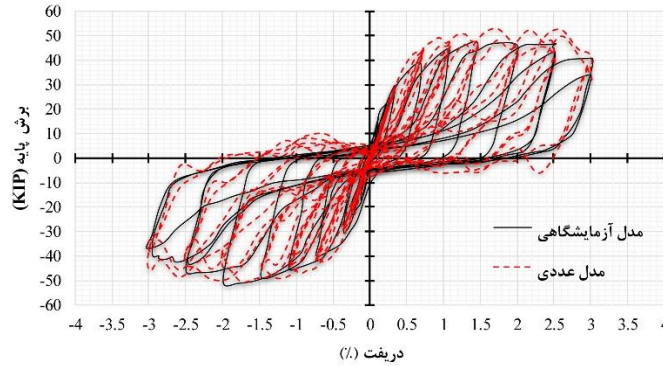
شکل (۳) مقایسه منحنی‌های هیستریزس مدل تحلیلی در نرم‌افزار با نمونه آزمایشگاهی می‌باشد که همگرایی خوبی نسبت به مدل آزمایشگاهی قابل مشاهده است. در نتیجه با استناد به نتایج استخراج شده از نرم‌افزار مدل‌سازی دیوار برشی فولادی مرکزگرا به روش اجزای محدود یک روش مناسب و قابل اطمینان می‌باشد.

ارتفاع طبقه	۵۰/۷۵		
سوم طبقه	W6x20		
همکف	W8x18	تیر	
طبقه اول	W8x15	(AISC)	
طبقه دوم	W8x18		
طبقه سوم	W6x25		
طبقه اول	W6x25	ستون	
طبقه دوم	W6x25	(AISC)	
طبقه سوم	۰/۰۲۹۹		
طبقه اول	۰/۰۲۳۹	ضخامت ورق	
طبقه دوم	۰/۰۱۷۹	فولادی	
طبقه سوم		(in)	



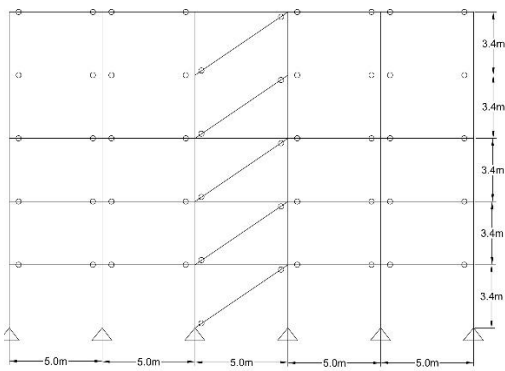
شکل ۲: بار چرخه‌ای اعمال به مدل

ماژول استپ در نرم‌افزار آباکوس جهت تعریف کردن نوع تحلیل می‌باشد. در مرحله اول با استفاده از تحلیل کماتش نقص اولیه مورد نیاز ورق فولادی به سازه وارد می‌شود و در مرحله دوم بعد از بدست آوردن مود اول کماتش بارگذاری که از نوع بار چرخه‌ای است به سازه وارد می‌شود. در این ماژول دو تحلیل غیرخطی از نوع دینامیک ضمنی با توجه به اینکه در مدل مورد صحت سنجی اول کابل‌ها تنیده خواهند شد و بعد از آن بار به سازه وارد می‌شود. در تحلیل اول اعمال کردن



شکل ۳: مقایسه نتایج تحلیل اجزا محدود و نمونه آزمایشگاهی

شکل ۴: پلان مدل‌های طراحی شده



شکل ۵: نمونه نمای مدل ۵ طبقه

ساختمان‌ها با کاربری مسکونی می‌باشد و بارگذاری آن‌ها بدین صورت می‌باشد که ۲۰۰، ۶۰۰، ۵۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع به ترتیب برای شدت بار مرده طبقات، بار زنده طبقات، بار مرده بام و بار زنده بام استفاده شده‌اند. تپ خاک از نوع تپ دو است، براساس طبقه‌بندی استاندارد ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران ویرایش چهارم، با ضریب اهمیت ۱، شتاب مینای طرح ۰/۳۵ و ضریب رفتار ۷ مورد طراحی قرار گرفته‌اند.

مصالح فرض شده برای مدل‌سازی و تحلیل، فولاد ST ۵۲ برای تیر و ستون‌ها و فولاد ST ۳۷ برای مهاربندهای صرفاً کششی می‌باشند. اتصالات تیر به ستون در دهانه دارای مهاربند کششی، گیردار و در باقی دهانه‌ها، مفصلی و اتصالات پای ستون‌ها به صورت مفصلی و اتصالات مهاربندهای صرفاً کششی به صورت مفصلی هستند.

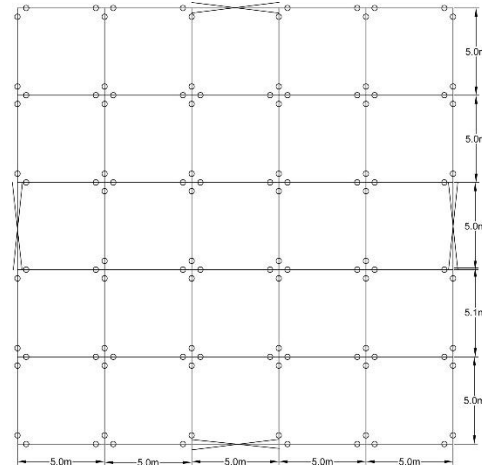
به دلیل این که در نرم‌افزار ETABS امکان مدل‌سازی ورق فولادی در هندسه مدل و تحلیل آن وجود ندارد از

۳- مبانی طراحی سیستم دیوار برشی فولادی

سازه‌های مورد نظر بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ایران در نرم‌افزار ETABS طراحی شده‌اند.

در مورد رده بندی سیستم‌های سازه‌ای، بعضی‌ها نسبت ارتفاع به بعد سازه را معیار این رده بندی دانسته‌اند و این نسبت را برای سازه بسیار بلند، بلند، متوسط و کوتاه به ترتیب برابر $\pi/5$ ، π ، $\pi/2$ و $\pi/3$ می‌دانند [۱۶].

پلان مورد نظر برای تحلیل سازه مربع شکل و با ۵ دهانه ۵ متری می‌باشد در شکل (۴) آورده شده است. ارتفاع هر طبقه ۳/۴ متر و سقف طبقات از نوع تیرچه و بلوک می‌باشد با توجه به رابطه گفته شده نسبت ارتفاع به بعد سازه، مدل ۵ طبقه به عنوان سازه کوتاه مرتبه، ۱۰ طبقه به عنوان سازه متوسط و ۲۰ طبقه به عنوان سازه بلند مرتبه در نرم‌افزار ETABS به صورت مهاربند معادل بدون مدل شدن کابل طراحی شده‌اند و مقاطع به دست آمده‌اند. شکل (۴) و (۵) به ترتیب پلان و نمونه نمای مدل ۵ طبقه را نشان می‌دهند.



$$A_s = \frac{L \cos \alpha + H \sin \alpha}{n} \cdot t \quad (3)$$

در رابطه (۳) تعداد نوارهاست. تحقیقات بسیاری در مورد تعداد نوار مورد نیاز مورد انجام قرار گرفته که حاصل آن‌ها نمایانگر کفایت ۱۰ نوار مورب برای تحلیل یک دیوار برشی فولادی با ورق نازک می‌باشد. با ملاحظه به این که امکان دارد ستون‌ها تحت تاثیر میدان کشش قطری دچار کمانش شوند پس سختی ستون‌های کناری باید با رابطه‌ی (۴) مورد کنترل قرار گیرند:

$$I_c = \frac{0.00307 t H^4}{L} \quad (4)$$

رابطه‌ی (۵) نیز جهت جلوگیری از خمش تیر فوقانی دیوار برشی فولادی ناشی از اثر میدان کشش قطری نامتقارن، باید مورد کنترل قرار گیرد:

$$M_{f_{pb}} \geq \frac{\sigma_{ty} t L^2}{8} \sin^2 \alpha \quad (5)$$

در رابطه (۵) $M_{f_{pb}}$ لنگر پلاستیک مقطع تیر و σ_{ty} تنش نهایی میدان کشش قطری می‌باشد که برای ورق‌های نازک برابر تنش تسلیم آنها می‌باشد. کنترل این رابطه تنها برای تیر انتهایی با ملاحظه به اختلاف کم شدت میدان کشش قطری بین دو طبقه مجاور الزامی می‌باشد، در صورت زیاد بودن اختلاف بین میدان کشش قطری بین دو طبقه مجاور کنترل رابطه مذکور باید برای تیرهای میانی نیز انجام شود. جهت اطمینان از ستون‌های محیطی که توانایی تحمل تنش‌های ناشی از بارهای محیطی را به همراه تنش‌های ناشی از اثر میدان کششی داشته باشند، رابطه‌ی (۶) باید برای لنگر پلاستیک ستون‌ها مورد کنترل قرار گیرد:

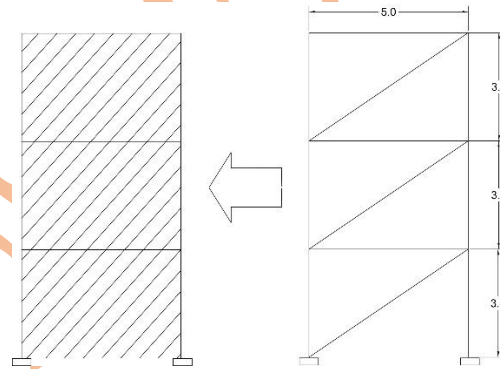
$$M_{f_{pc}} \geq \frac{\sigma_{ty} t H^2}{4} \cos^2 \alpha \quad (6)$$

مهاربند صرفاً کششی طبق مبانی طراحی بیان شده در ادامه، استفاده می‌شود.

مطابق آیین نامه‌های فولاد کانادا و آمریکا به جای هر ورق فولادی در طراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک از یک مهاربند معادل استفاده می‌شود و ضخامت ورق فولادی بعد از محاسبه سطح مقطع هر مهاربند معادل مطابق رابطه (۱) بدست می‌آید.

$$t = \frac{2A_b \sin \theta \cos \theta}{L \sin^2 2\alpha} \quad (1)$$

شکل (۶) مهاربند معادل نواری را نشان داده است.



شکل ۶: مهاربند معادل نواری

که در رابطه (۱) زاویه بین مهاربند و ستون، L عرض دهانه قاب، A_b سطح مقطع مهاربند معادل و زاویه تشکیل میدان کشش قطری در ورق فولادی، که از رابطه‌ی (۲) به دست می‌آید:

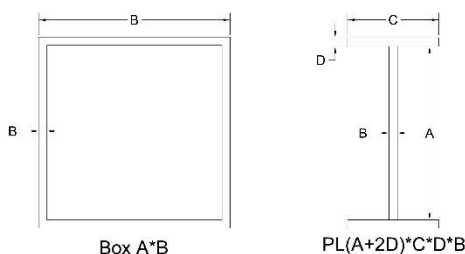
$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + tH \left(\frac{1}{A_b} + \frac{H^3}{360I_c L} \right)} \quad (2)$$

که I_c و A_c سطح مقطع و ممان اینرسی ستون‌های کناری، H ارتفاع ستون است و پس از تعیین ضخامت، هر ورق به تعدادی نوار مورب تبدیل می‌شود که از رابطه‌ی ۳ سطح مقطع هر نوار حاصل خواهد شد:

• بررسی شتاب بام

۱- فرضیات و مشخصات مدلها

در شکل (۷) جزئیات مقاطع قوطی ستونها و مقاطع تیر ورق تیرها آورده شده است. نتایج طراحی مقاطع و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی مرکزگرا سه مدل ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه به ترتیب در جدول (۲)، جدول (۳) و جدول (۴) آورده شده است.



در شکل ۷: جزئیات مقاطع قوطی ستونها و مقاطع تیر ورق تیرها

از آنجاکه تا کنون اثر زلزله‌های متوالی بر روی دیوار برشی فولادی مرکزگرا مورد بررسی قرار نگرفته است بنابراین این تحقیق یک کار نوین و نوآوری می‌باشد.

هدف این تحقیق، بررسی باقی ماندن تیر و ستونهای دیوار برشی فولادی مرکزگرا در محدوده الاستیک می‌باشد که با تحلیل پوش‌اور مورد بررسی قرار می‌گیرد.

پاسخ سازه‌های فولادی ۵، ۱۰، ۲۰ طبقه که سیستم باربری آن دیوار برشی فولادی مرکزگرا در دو جهت است، تحت تحلیل تاریخچه زمانی قرار می‌گیرد و مدل ۵ طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا با مدل ۵ طبقه دیوار برشی فولادی بدون مرکزگرایی مورد مقایسه قرار می‌گیرند.

پارامترهای مورد بررسی عبارتند از:

- بررسی دریافت
- بررسی حداکثر جابجایی

جدول ۲: مشخصات مقاطع طراحی شده سیستم دیوار برشی فولادی مرکزگرا سازه ۵ طبقه

سختی	تنش	تیر دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش	ستون فولادی مرکزگرا (cm)	تنش	ستون دهانه‌های دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش	ضخامت ورق در دیوار برشی فولادی مرکزگرا (mm)
۱	0.4	PL 60*45*20*20	0.82	Box 60*1	0.2	PL 35*20*18*12	0.15	2.95
۲	0.45	PL 60*45*20*20	0.69	Box 50*1	0.25	PL 35*20*18*12	0.15	2.34
۳	0.38	PL 60*45*20*20	0.48	Box 50*1	0.13	PL 35*20*18*12	0.15	1.72
۴	0.31	PL 60*45*20*20	0.39	Box 40*1	0.13	PL 35*20*18*12	0.16	1.11
۵	0.24	PL 60*45*20*20	0.22	Box 40*1	0.1	PL 35*20*18*12	0.14	1.11

جدول ۳: مشخصات مقاطع طراحی شده سیستم دیوار برشی فولادی مرکزگرا سازه ۱۰ طبقه

سختی	تنش	تیر دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش	ستون فولادی مرکزگرا (cm)	تنش	ستون دهانه‌های دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش	ضخامت ورق در دیوار برشی فولادی مرکزگرا (mm)
------	-----	------------------------------------	-----	--------------------------	-----	---	-----	---

مرکزگرا (mm)			مرکزگرا (cm)						
4.8	0.22	PL ۵۰*۲۰*۲,۵*۱,۵	0.14	Box ۷۵*۳	0.77	PL ۷۰*۵۵*۲,۵*۲,۵	0.5	Box ۷۰*۳	۱
4.18	0.2	PL ۵۰*۲۰*۲,۵*۱,۵	0.14	Box ۷۵*۳	0.67	PL ۷۰*۵۵*۲,۵*۲,۵	0.43	Box ۷۰*۳	۲
4.18	0.2	PL ۵۰*۲۰*۲,۵*۱,۵	0.11	Box ۷۰*۳	0.6	PL ۷۰*۵۵*۲,۵*۲,۵	0.38	Box ۷۰*۳	۳
3.57	0.33	PL ۴۵*۲۵*۱,۸*۱,۲	0.1	Box ۷۰*۳	0.55	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	0.4	Box ۶۵*۳,۵	۴
3.57	0.33	PL ۴۵*۲۵*۱,۸*۱,۲	0.1	Box ۶۰*۳,۵	0.53	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	0.26	Box ۶۵*۳,۵	۵
2.95	0.33	PL ۴۵*۲۵*۱,۸*۱,۲	0.09	Box ۶۰*۳,۵	0.5	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	0.23	Box ۶۵*۳,۵	۶
2.34	0.33	PL ۳۵*۲۰*۱,۸*۱,۲	0.12	Box ۵۰*۲,۵	0.6	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.27	Box ۶۰*۳	۷
2.34	0.6	PL ۳۵*۲۰*۱,۸*۱,۲	0.08	Box ۵۰*۲,۵	0.57	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.18	Box ۶۰*۳	۸
2.34	0.6	PL ۳۵*۲۰*۱,۸*۱,۲	0.07	Box ۵۰*۲,۵	0.46	PL ۵۰*۳۵*۲,۵*۲	0.17	Box ۵۵*۲,۵	۹
2.34	0.5	PL ۳۵*۲۰*۱,۸*۱,۲	0.07	Box ۵۰*۲,۵	0.32	PL ۵۰*۳۵*۲,۵*۲	0.15	Box ۵۵*۲,۵	۱۰

جدول ۴: مشخصات مقاطع طراحی شده سیستم دیوار برشی فولادی مرکزگرا سازه ۲۰ طبقه

طبقة	ستون دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش موجود	تیر دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش موجود	ستون دهانه‌های دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش موجود	ستون دهانه‌های دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش موجود	ضخامت ورق در دیوار برشی فولادی مرکزگرا (mm)
۱	Box ۱۴۰*۳	0.68	PL ۷۶*۶۰*۳*۲,۵	0.9	Box ۱۳۰*۲	0.54	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.5	7.26
۲	Box ۱۴۰*۳	0.63	PL ۷۶*۶۰*۳*۲,۵	0.82	Box ۱۲۵*۲	0.51	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.5	6.64
۳	Box ۱۴۰*۳	0.62	PL ۷۶*۶۰*۳*۲,۵	0.75	Box ۱۲۰*۲	0.48	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.48	6.64
۴	Box ۱۴۰*۳	0.62	PL ۷۶*۶۰*۳*۲,۵	0.72	Box ۱۲۰*۲	0.46	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.45	6.03
۵	Box ۱۴۰*۳	0.63	PL ۷۶*۶۰*۳*۲,۵	0.7	Box ۱۱۰*۲	0.43	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.46	6.03
۶	Box ۱۳۰*۳	0.64	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	0.7	Box ۱۱۰*۲	0.41	PL ۴۵*۲۵*۱,۸*۱,۲	0.44	5.41
۷	Box ۱۳۰*۳	0.55	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	0.71	Box ۱۰۰*۲	0.38	PL ۴۵*۲۵*۱,۸*۱,۲	0.39	5.41
۸	Box ۱۳۰*۳	0.44	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	0.72	Box ۱۰۰*۲	0.35	PL ۴۵*۲۵*۱,۸*۱,۲	0.39	5.41
۹	Box ۱۳۰*۳	0.4	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	0.72	Box ۱۰۰*۲	0.33	PL ۴۵*۲۵*۱,۸*۱,۲	0.37	4.8
۱۰	Box ۱۳۰*۳	0.37	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	0.72	Box ۹۰*۲	0.3	PL ۴۵*۲۵*۱,۸*۱,۲	0.35	4.8
۱۱	Box ۱۲۰*۳,۵	0.35	PL ۶۰*۴۰*۲,۵*۲,۵	0.7	Box ۹۰*۲	0.28	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.33	4.8
۱۲	Box ۱۲۰*۳,۵	0.29	PL ۶۰*۴۰*۲,۵*۲,۵	0.7	Box ۸۰*۳	0.25	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.3	4.18

4.18	0.29	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.23	Box ۸۰*۳	0.69	PL ۶۰*۴۰*۲,۵*۲,۵	0.25	Box ۱۲۰*۳,۵	۱۳
4.18	0.29	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.1	Box ۷۵*۳,۵	0.67	PL ۶۰*۴۰*۲,۵*۲,۵	0.22	Box ۱۲۰*۳,۵	۱۴
3.57	0.28	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.09	Box ۷۵*۳,۵	0.65	PL ۶۰*۴۰*۲,۵*۲,۵	0.19	Box ۱۲۰*۳,۵	۱۵
3.57	0.26	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.08	Box ۷۰*۱,۵	0.61	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.2	Box ۱۱۰*۲	۱۶
2.95	0.23	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.06	Box ۶۵*۱	0.58	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.15	Box ۱۱۰*۲	۱۷
2.95	0.19	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.05	Box ۶۵*۱	0.53	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.13	Box ۱۱۰*۲	۱۸
2.95	0.18	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.03	Box ۵۵*۱	0.48	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.11	Box ۱۱۰*۲	۱۹
2.95	0.17	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.01	Box ۵۵*۱	0.43	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	0.1	Box ۱۱۰*۲	۲۰

این روش، نیروی جانبی زلزله مشخص می‌شود. این روش‌ها عبارتند از روش تحلیل طیفی و روش تحلیل تاریخچه زمانی. نحوه انجام تحلیل در روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در سطح پایه ساختمان است. هفت زوج شتاب نگاشت بنابر موارد مذکور برای حوزه دور طبق جدول (۵)، از سایت ngawest.r.berkeley.edu انتخاب شده است.

۴- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مدل‌ها

رفتار سازه در تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی بدین شکل است که جزئی در بازه زمان می‌باشد و این نوع رفتار در این تحلیل نشان دهنده رفتار واقعی‌تر سازه در بازه زمانی زمین‌لرزه نسبت به سایر تحلیل‌ها است. روش‌های تحلیل دینامیکی مختلفی بنابر استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران برای تحلیل سازه‌ها استفاده می‌شود با استفاده از بازتاب دینامیکی نشان داده شده از سازه بر اثر حرکت زمین ناشی از زلزله در

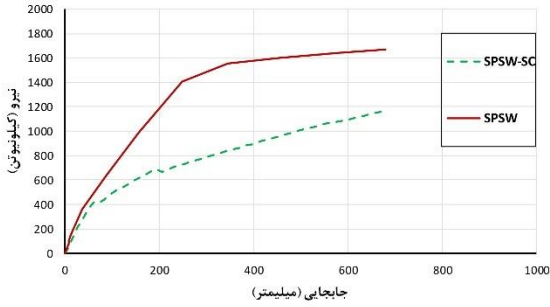
جدول ۵: شتابنگاشت‌های دور از گسل انتخاب شده

ردیف	نام زلزله	سال میلادی	شدت زلزله	بازه زمانی (s)	فاصله از گسل (km)	مدت زمان موثر (s)	سرعت برشی (m/s)	تیپ خاک
۱	San Fernando	۱۹۷۱	۶/۶۱	۰/۰۰۵	۱۱۱/۳۷	۲۱/۶	۳۸۵/۶۹	
۲	Firiuli	۱۹۷۶	۶/۵	۰/۰۰۵	۴۹/۱۳	۱۰/۴	۴۹۶/۴۶	
۳	Kocaeli	۱۹۹۹	۷/۵۱	۰/۰۰۵	۱۴۱/۳۷	۱۸/۷	۵۸۵/۰۹	
۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹۳	۰/۰۰۵	۱۱۷/۰۲	۱۳/۸	۴۱۸/۰۷	
۵	North Ridge	۱۹۹۴	۶/۶۹	۰/۰۲	۹۸/۸۳	۱۲	۳۸۹/۹۵	
۶	Landers	۱۹۹۲	۷/۲۸	۰/۰۰۵	۱۲۶/۳۳	۲۵/۸	۴۹۵/۱۴	
۷	Chi Chi	۱۹۹۹	۷/۶	۰/۰۰۴	۱۰۴/۵۶	۲۷/۴	۴۶۳	

۵- نتایج و بحث

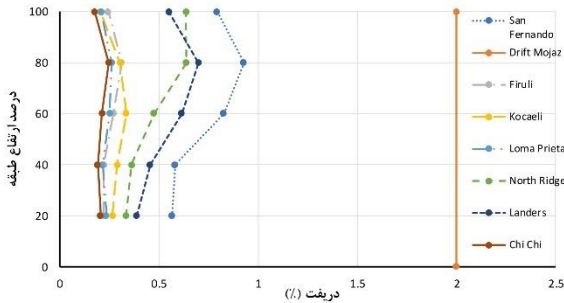
شکل (۸) و (۹) مقدار تنش‌های مدل ۵ طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی معمولی را پس از تحلیل پش‌اور نشان می‌دهد.

در این بخش مدل ۵ طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی معمولی تحت تحلیل پش‌اور تا ۴ درصد ارتفاع قرار گرفته و مقایسه شده‌اند. در دیوار برشی فولادی مرکزگرا تیر و ستون باید در محدوده الاستیک باشند.

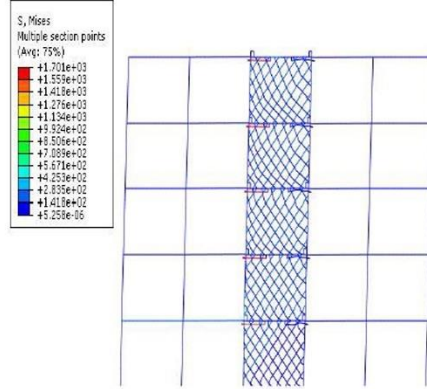
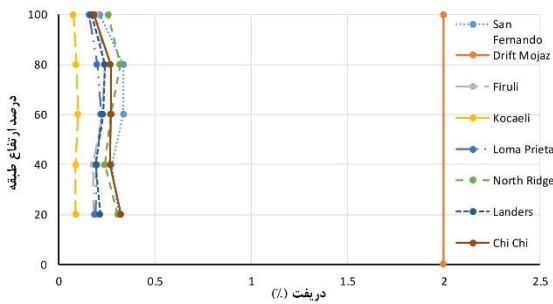


شکل ۱۰: پاسخ تحلیل پوش‌اور تا ۴ درصد (نیرو-زمان) دو مدل ۵ طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا و معمولی با توجه به شکل (۱۰)، سطح زیر منحنی‌ها، استهلاک انرژی در دیوار برشی معمولی بیشتر می‌باشد. رکوردهای زلزله از سایت Berekely Peer برداشت شده است و با نرم‌افزار Seismosignal رکورد زلزله‌ها استخراج شده است و طبق استاندارد ۲۸۰۰ رکوردهای استخراج شده مقیاس شده‌اند در تحلیل تاریخچه زمانی از آن‌ها بهره گرفته شده است.

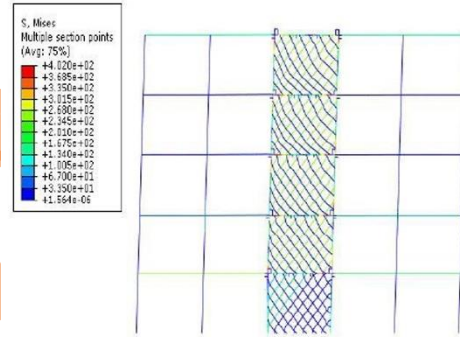
درصد میرایی ۵ درصد می‌باشد. در این بخش دریفت سازه ۵ طبقه با دیوار برشی مرکزگرا و دیوار برشی معمولی آورده و مقایسه شده است. دریفت سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه با دیوار برشی مرکزگرا نیز آورده شده است.



شکل ۱۱: نمودار دریفت طبقات سازه ۵ طبقه تحت ۷ رکورد انتخابی بر دیوار برشی فولادی مرکزگرا



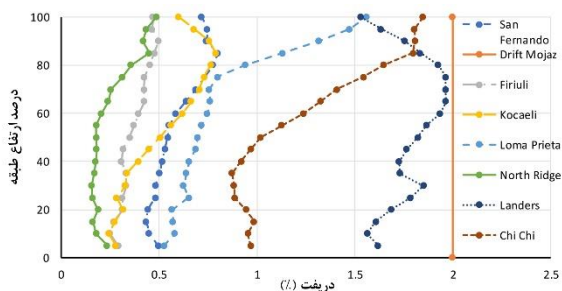
شکل ۸: نمونه تنش مدل ۵ طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا بعد از تحلیل پوش‌اور همانطور که در شکل فوق مشاهده می‌شود المان‌ها در محدوده الاستیک می‌باشند با توجه به این که المان‌های مرزی تیر و ستون از فولاد ST۵۲ می‌باشد.



شکل ۹: نمونه تنش مدل ۵ طبقه دیوار برشی فولادی معمولی بعد از تحلیل پوش‌اور همانطور که در شکل فوق مشاهده می‌شود المان‌ها در محدوده الاستیک نمی‌باشند با توجه به این که المان‌های مرزی تیر و ستون از فولاد ST۵۲ می‌باشد و وارد محدوده پلاستیک شده‌اند.

با مقایسه دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی معمولی تحت تحلیل پوش‌اور این نتیجه بدست آمد که المان‌ها در دیوار برشی فولادی مرکزگرا در محدوده الاستیک باقی می‌مانند و این بدین معناست که المان‌ها دچار خرابی نمی‌شوند و قابل تعمیر می‌باشند.

شکل ۱۲: نمودار دررفت طبقات سازه ۵ طبقه تحت ۷ رکورد انتخابی بر دیوار برشی فولادی معمولی



شکل ۱۴: نمودار دررفت طبقات سازه ۲۰ طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا تحت ۷ رکورد انتخابی

همانطور که در شکل (۱۴) مشاهده می‌شود دررفت مدل ۲۰ طبقه تحت تمامی رکوردها کمتر از حد مجاز می‌باشد و تحت رکورد Landers بیشترین دررفت را نیز دارد تقریباً از طبقه اول تا طبقه پانزدهم روند افزایشی بود و از طبقه پانزدهم تا بیستم روند کاهشی شده است. در باقی رکوردها رکورد ها دارد از طبقه اول تا طبقه هفدهم روند افزایشی بود و از طبقه هفدهم تا بیستم روند کاهشی شده است.

در این بخش حداکثر جابجایی در سازه ۵ طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی معمولی آورده و مقایسه شده است.

حداکثر جابجایی در سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه نیز آورده شده است.

در جدول (۷) حداکثر جابجایی مدل ۵ طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی معمولی آورده شده و مقایسه شده‌اند.

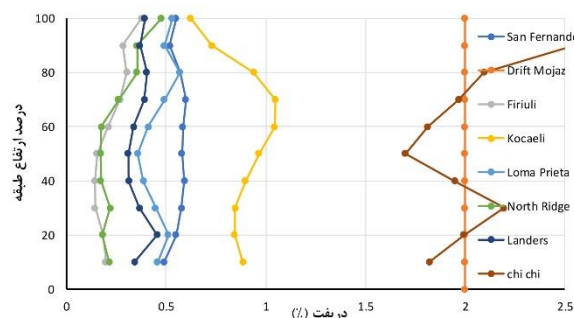
جدول ۷: حداکثر جابجایی مدل ۵ طبقه تحت رکورد های انتخابی

رکورد	حداکثر جابجایی	حداکثر جابجایی	افزایش/کاهش	مقدار تغییر
دیوار	دیوار	دیوار	ش	افزایش
برشی	برشی	دیوار برشی	جابجایی	جابجایی
مرکزگرا	معمولی	مرکزگرا	نسبت به معمولی	نسبت به معمولی
۵۷/۲۵	۱/۰۳۴	افزایش	۵۶/۲۱	

جدول ۶: بیشترین مقدار دررفت رکورد های انتخابی مدل ۵ طبقه

رکورد	حداکثر	حداکثر	افزایش/کاهش	درصد تغییر
رکورد	ثر	ثر	ش	افزایش
دیوار	دیوار	دیوار	برشی	برشی
برشی	برشی	مرکزگرا	نسبت به معمولی	نسبت به معمولی
مرکزگرا	معمولی	معمولی	معمولی	معمولی
۰/۹۳	۰/۳۴	افزایش	۱/۷۳	
۰/۳۱	۰/۲۴	افزایش	۰/۲۹	
۰/۳۴	۰/۱	افزایش	۲/۴	
۰/۲۶	۰/۲۲	افزایش	۰/۱۸	
۰/۶۴	۰/۳۲	افزایش	۱	
۰/۷	۰/۲۴	افزایش	۱/۹۲	
۰/۲۵	۰/۳۲	کاهش	-۰/۲۱	

با توجه به شکل (۱۱) و (۱۲) دررفت در دیوار برشی فولادی مرکزگرا نسبت به دیوار برشی فولادی معمولی بیشتر است و بیشترین مقدار تغییر تحت رکورد Kocaeli به مقدار ۲/۴ درصد می‌باشد که به این دلیل است که اتصالات تیر به ستون در دیوار برشی فولادی معمولی صلب می‌باشد.



شکل ۱۳: نمودار دررفت طبقات سازه ۱۰ طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا تحت ۷ رکورد انتخابی

همانطور که در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود دررفت مدل ۱۰ طبقه تنها تحت رکورد Chi Chi بیش از حد مجاز شده است و تحت این رکورد از طبقه اول تا طبقه سوم و از طبقه پنجم تا طبقه دهم روند افزایشی می‌باشد و در باقی رکوردها

۰/۲۲	۱۵۰/۱۷	Firiuli
۰/۳۲	۲۲۰/۳۷	Kocaeli
۰/۴۷	۳۲۰/۹۲	Loma Prieta
۰/۱۵	۱۰۴/۲۴	North Rideg
۱/۲۶	۸۵۸/۳۵	Landers
۰/۸۸	۶۰۰/۳۳	Chi Chi

همانطور که در جدول (۹) مشاهده می‌شود حداکثر جابجایی مدل ۲۰ طبقه تحت رکورد Landers، ۸۵۸/۳۳ میلی‌متر می‌باشد که ۱/۲۶ درصد ارتفاع می‌باشد و در رکورد-های دیگر حداکثر جابجایی بسیار کم می‌باشد.

در این بخش شتاب بام در سازه ۵ طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی معمولی آورده و مقایسه شده است.

شتاب بام در سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه نیز آورده شده است.

جدول ۱۰: مقایسه نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکورد های انتخابی مدل ۵ طبقه در دیوار برشی فولادی مرکزگرا و معمولی

مقدار تغییر	افزایش/کاهش نسبت	نسبت بیشترین مقدار	نسبت بیشترین مقدار	رکورد
		بیشترین مقدار	بیشترین مقدار	
		شتاب	شتاب	
		بام به شتاب	بام به شتاب	
		رکورد های	شتاب	
		انتخابی دیوار برشی مرکزگرا	رکورد های	
		نسبت به معمولی	انتخابی دیوار برشی معمولی	
		(%)	(%)	
۰/۴۴	افزایش	۰/۹۴	۱/۳۶	San Fernando
۲/۰۴	افزایش	۰/۴۴	۱/۳۴	Firiuli
۴/۶۴	افزایش	۰/۲۵	۱/۴۱	Kocaeli
۱/۶۳	افزایش	۰/۵۲	۱/۳۷	Loma Prieta
۰/۹۸	افزایش	۰/۷	۱/۳۹	North Rideg
۰/۷۶	افزایش	۰/۸	۱/۴۱	Landers
۱/۲۳	افزایش	۰/۶۵	۱/۴۵	Chi Chi

۱۱/۴۱	افزایش	۱۴/۳۵	۲۵/۷۶	Firiuli
۲۱/۲۴	افزایش	۶/۵۸	۲۷/۸۲	Kocaeli
۲۱/۱۴	افزایش	۱۳/۷۹	۳۴/۹۳	Loma Prieta
۱۳/۳۳	افزایش	۸/۲۰	۲۱/۵۳	North Rideg
۱/۷	کاهش	۱۶/۳۴	۱۴/۶۴	Landers
۱۷/۴۹	کاهش	۱۸/۴۲	۰/۹۳	Chi Chi

همانطور که در جدول (۷) مشاهده می‌شود حداکثر جابجایی در دیوار برشی فولادی مرکزگرا نسبت به دیوار برشی معمولی افزایش یافته است و بیشترین مقدار تغییر تحت رکورد San Fernando به مقدار ۵۶/۲۱ میلی‌متر می‌باشد و به این دلیل است که اتصالات تیر به ستون دیوار برشی فولادی معمولی صلب است.

جدول (۸) مقدار درصد حداکثر جابجایی نسبت به ارتفاع مدل ۱۰ طبقه را نشان می‌دهد

رکورد	حداکثر جابجایی (mm)	مقدار درصد حداکثر جابجایی نسبت به ارتفاع
San Fernando	۱۶/۳۸	۰/۰۵
Firiuli	۳۶/۹۶	۰/۱۱
Kocaeli	۲۱۷/۴۲	۰/۶۴
Loma Prieta	۶۶/۲۱	۰/۱۹
North Rideg	۳۴/۰۵	۰/۱
Landers	۴۱/۱۱	۰/۱۲
Chi Chi	۴۷۶/۹۴	۱/۴

همانطور که در جدول (۸) مشاهده می‌شود حداکثر جابجایی مدل ۱۰ طبقه تحت رکورد Chi Chi، ۴۷۶/۹۴ میلی‌متر می‌باشد که ۱/۴ درصد ارتفاع می‌باشد و در رکورد-های دیگر حداکثر جابجایی بسیار کم می‌باشد.

جدول (۹) مقدار درصد حداکثر جابجایی نسبت به ارتفاع مدل ۲۰ طبقه را نشان می‌دهد.

رکورد	حداکثر جابجایی (mm)	مقدار درصد حداکثر جابجایی نسبت به ارتفاع
San Fernando	۱۸۳/۳۱	۰/۲۷

جدول ۱۲: نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکورد های انتخابی مدل ۲۰ طبقه

رکورد	نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکورد های انتخابی
San Fernando	۲/۱۴
Firiuli	۲/۰۳
Kocaeli	۲/۲۶
Loma Prieta	۲/۱۵
North Rideg	۲/۱۳
Landers	۲/۳۵
Chi Chi	۲/۲۷

همانطور که در جدول (۱۲) مشاهده می شود بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکورد های انتخابی تحت رکورد Landers به مقدار ۲/۳۵ می باشد.

۶- نتیجه گیری

طبق نتایج تحلیل پوش اور مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا و بدون مرکزگرا، تیر و ستون ها در مدل مرکزگرا در محدوده الاستیک باقی ماندند و دیوار برشی فولادی بدون مرکزگرا استهلاک انرژی بیشتری دارند. نتایج نشان داد بیشترین مقدار تغییر دررفت تحت رکورد Kocaeli به مقدار ۲/۴ درصد و بیشترین مقدار تغییر حداکثر جابجایی تحت رکورد San Fernando به مقدار ۵۶/۲۱ میلی متر و بیشترین مقدار تغییر نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی تحت رکورد Kocaeli به مقدار ۴/۶۴ درصد می باشد.

همانطور که در جدول (۱۰) مشاهده می شود نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی دیوار برشی مرکزگرا نسبت به دیوار برشی فولادی معمولی افزایش یافته است و بیشترین مقدار تغییر این نسبت تحت رکورد Kocaeli به مقدار ۴/۶۴ درصد می باشد.

جدول (۱۱) نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکورد های انتخابی برای مدل ۱۰ طبقه نشان می دهد.

جدول ۱۱: نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکورد های انتخابی مدل ۱۰ طبقه

رکورد	نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکورد های انتخابی
San Fernando	۱/۹۳
Firiuli	۱/۸۹
Kocaeli	۲
Loma Prieta	۱/۹۳
North Rideg	۱/۹۴
Landers	۲۰/۲
Chi Chi	۲/۱۲

همانطور که در جدول (۱۱) مشاهده می شود بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکورد های انتخابی تحت رکورد Chi به مقدار ۲/۱۲ می باشد

جدول (۱۲) نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکورد های انتخابی برای مدل ۲۰ طبقه را نشان می دهد.

منابع

international conference on civil engineering, architecture & urban planning elites, ۲, ۱۱۰-۱۲۳.
 ۴. D.M.B D., ۲۰۱۴, *Resilient Self-Centering Steel Plate Shear Walls. State University of New York at Buffalo.*
 ۵, ۶. Sabouri-Ghomi S., Roberts T. ۱۹۹۱. Nonlinear Dynamic Analysis of Thin Steel Plate Shear Walls. *Computers & structures*, ۳۹(۱-۲), ۱۲۱-۱۲۷.
 ۷. Gholhaki, "Nonlinear Analysis of Steel Shear Walls Reinforced with Openings", Civil Engineering Master's Thesis, Faculty of Civil Engineering, Khajeh

۱. Gholhaki, M., Pachideh, G., ۲۰۱۵, " Investigating of damage indexes results due to presence of shear wall in building with various stories and spans", *Int J Rev Life Sci* ۵ (۱), ۹۹۲-۹۹۷.
 ۲. M Gholhaki, M Karimi, G Pachideh, ۲۰۱۹, " Investigation of Subpanel Size Effect on Behavior Factor of Stiffened Steel Plate Shear Wall", *Journal of Structural and Construction Engineering* ۵ (۴), ۷۳-۸۷.
 ۳. A Yadegari, G Pachideh, M Gholhaki, M Shiri, ۲۰۱۶, "Seismic Performance of C-PSW", ۲nd

۱۲. Li, Z., et al., *Lateral Performance of Self-Centering Steel-Timber Hybrid Shear Walls with Slip-Friction Dampers: Experimental Investigation and Numerical Simulation*. Journal of Structural Engineering-asce, ۲۰۲۱. ۱۴۷: p. ۰۴۰۲۰۲۹۱.
۱۳. Lu, J., H. Zhang, and S. Yu, *Study on seismic behaviors of self-centering steel plate shear walls with slits*. Journal of Constructional Steel Research, ۲۰۲۱. ۱۸۵: p. ۱۰۶۸۷۸.
۱۴. Liu, J., L. Xu, and Z. Li, *Development and experimental validation of a steel plate shear wall with self-centering energy dissipation braces*. Thin-Walled Structures, ۲۰۲۰. ۱۴۸: p. ۱۰۶۵۹۸.
۱۵. Jalali, S.A. and E. Darvishan, *Seismic demand assessment of self-centering steel plate shear walls*. Journal of Constructional Steel Research, ۲۰۱۹. ۱۶۲: p. ۱۰۵۷۳۸.
- Nasiruddin Toosi University of Technology.(in Persian)
۱۶. Sabouri-Ghomi S.,Gholhaki M. ۲۰۰۶. Cyclic Tests on Two Specimens of Three-Story Ductile Steel Plate Shear Wall. *Report Submitted to Building and Housing Research Center (BHRC)*.
۱۷. Sabouri-Ghomi S.,Roberts T. ۱۹۹۲. Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls Including Shear and Bending Deformations. *Engineering Structures*, ۱۴(۵), ۳۰۹-۳۱۷.
۱۸. Gholhaki, Shoeibi, Design of steel shear wall system based on inelastic movement requirement. civil engineering.(in Persian)
۱۹. Xu, L., J. Liu, and Z. Li, *Parametric analysis and failure mode of steel plate shear wall with self-centering braces*. Engineering Structures, ۲۰۲۱. ۲۳۷: p. ۱۱۲۱۵۱.

دفتر نشریات
نشریه