

بررسی رفتار لرزه‌ای سیستم پیشنهادی قاب خمشی خرپایی ویژه با ستون خرپایی

نجمه کریمی^{۱*}، احسان دهقانی فیروزآبادی^۲، سید احمد مبینی پور^۳، نوید سیاه‌پلو^۴

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه قم، قم

۲- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه قم، قم

۳- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه قم، قم

۴- استادیار، مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، اهواز

*قم، صندوق پستی ۳۷۱۶۱۴۶۶۱۱، Najmeh.Karami@stu.qom.ac.ir

چکیده

در چند دهه اخیر استفاده از قاب خمشی خرپایی ویژه به عنوان یک نمونه نسبتاً جدید از سیستم قاب فولادی برای مناطق زلزله‌خیز توسعه یافته است. این قاب‌ها انرژی زمین‌لرزه را از طریق بخش‌های ویژه شکل‌پذیر که در وسط تیر خرپایی تعبیه شده است، مستهلک می‌کنند. در این تحقیق رفتار لرزه‌ای قاب خمشی خرپایی با ستون خرپایی به کمک سه تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور)، تحلیل چرخه‌ای (سیکلیک) و تحلیل تاریخچه زمانی مورد بررسی قرار گرفته و با قاب خمشی خرپایی ویژه مقایسه شده است. برای نیل به این هدف دو مدل دوبعدی با ویژگی یکسان بر اساس ضوابط طراحی لرزه‌ای، طراحی و به کمک روش پلاستیسیتة متمرکز به مدل غیرخطی تبدیل شدند. در محدوده فرض‌های این پژوهش، نتایج نشان می‌دهد که قاب خمشی خرپایی ویژه با ستون خرپایی دارای عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تری نسبت به قاب خمشی خرپایی ویژه می‌باشد؛ در قاب با ستون خرپایی، ضریب شکل‌پذیری، انرژی مستهلک‌شده بیشتر، توزیع یکنواخت مفاصل پلاستیک با تأمین سطح عملکرد بالاتر، توزیع دررفت یکنواخت‌تر و همگن در مقایسه با قاب خمشی خرپایی ویژه مشاهده شد. همچنین این قاب‌ها به دلیل وزن کم‌تر از نظر اقتصادی مطلوب‌تر هستند و در آن‌ها برای عبور لوله‌های تأسیساتی نیز از جان ستون استفاده می‌شود.

واژگان کلیدی

قاب خمشی خرپایی ویژه، قاب خمشی خرپایی با ستون خرپایی، رفتار لرزه‌ای، تحلیل غیرخطی دینامیکی، تحلیل پوش‌آور، تحلیل استاتیکی چرخه‌ای

Investigating the seismic behavior of the proposed special truss moment frame system with truss column

N. Karami, E. Dehghani firuzabadi, S.A. Moninipur, N. Siyahpelo

Abstract

In recent years, special truss moment frames (STMFs) have been widely used as a relatively new steel frame system for seismic hazard zones. These frames dissipate seismic energy through special ductile segments embedded near the middle of the span of the truss beam. In this study, the seismic behavior of STMFs with Truss columns was investigated by nonlinear static analysis (pushover), cyclic static analysis, and time history analysis and compared with the common STMFs reported in the literature. To achieve this goal, two 2D models with the same characteristics were converted into a nonlinear model based on seismic design criteria, design and with the help of the concentrated plasticity method. The results showed that STMFs with Truss columns have a better seismic performance than STMFs with filled-web columns. Compared to ordinary STMFs, ductility and energy dissipation were enhanced, hinges were more distributed at higher performance levels, and drifts were more evenly and uniformly distributed on stories for STMFs with Truss columns. In addition, STMFs were more affordable due to their lower weight and can be used to install pipes through Web columns.

Keywords

Special Truss Moment Frame, Special Truss Moment Frame with Truss Columns, Seismic Behavior, Nonlinear Dynamic Analysis, Pushover Analysis, Cyclic Static Analysis

امروزه محدودیت‌های متعددی در مورد در دسترس بودن زمین برای ساخت‌وساز وجود دارد. هنگامی که افزایش مداوم جمعیت، به‌ویژه در مناطق تجاری و صنعتی در نظر گرفته شود، ساخت ساختمان‌های چندطبقه ضروری خواهد شد. علاوه بر این، رویکرد مدرن و الزامات ساختمان‌های مسکونی و تجاری (پارکینگ، مرکز خرید و ...) استفاده از ساخت‌وسازهای بلند را به دنبال دارد. گزینه‌های کمی برای این نوع ساخت‌وساز در دسترس است. در مقایسه با قاب‌های خمشی، در قاب‌های خرپایی دارای اتصالات ساده، بخش‌های سبک‌تر و کوچک‌تر و فضای کافی برای سیستم‌های لوله‌کشی و کانال‌کشی وجود دارد که برای این نوع ساخت‌وساز مناسب‌تر هستند. قاب خمشی خرپایی به قابی اطلاق می‌شود که در آن به جای تیر از خرپا استفاده شده است. در این نوع قاب‌ها در وسط دهانه تیر خرپایی یک قطعه ویژه شکل‌پذیر قرار داده شده است که در برابر نیروهای جانبی زلزله بتواند تغییرشکل‌های فرااتجاعی قابل ملاحظه‌ای را تحمل کند. انتظار می‌رود که قطعه ویژه به‌عنوان فیوز لرزه‌ای عمل کند. به‌عبارت دیگر از انتقال مفاصل پلاستیک به سایر اعضای سازه جلوگیری کرده و مانع از خرابی سایر اعضای سازه‌ای می‌شود. همچنین جان قطعات ویژه به دو صورت با اعضای قطری X شکل و بدون اعضای قطری (ویرندل^۱) می‌باشد [۱]. در اواخر دهه ۱۹۸۰ پیکربندی X شکل شامل اعضای قطری X شکل، و در اوایل دهه ۱۹۹۰ پانل بدون اعضای قطری X شکل به‌عنوان پانل ویرندل معرفی شد [۲-۴]. گئیل^۲ و همکاران (۱۹۹۴)، رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی خرپایی با ستون خرپایی (ویرندل) تحت بارگذاری چرخه‌ای و تحلیل دینامیکی را مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که چنین سیستم‌هایی به حرکت‌های شدید زمین با دریفتهای بزرگ طبقه و تغییرشکل غیرالاستیک بیش از حد اعضای جان خرپا و ستون‌ها، پاسخ ضعیفی می‌دهند [۵]. پارا^۳ و همکاران (۲۰۰۶)، به بررسی عملکرد قاب خمشی خرپایی ویژه (STMF)^۴ با یال‌هایی ساخته‌شده از مقاطع ناودانی که به‌صورت پشت‌به‌پشت به یک‌دیگر متصل شده‌اند، پرداخته‌اند؛ تا ظرفیت مقاومت در برابر بار جانبی آن‌ها را افزایش دهند [۶].

کانگ^۵ و همکاران (۲۰۱۲)، سامانه STMF در برابر خرابی پیش‌رونده را مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه ظرفیت مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده این سامانه بر اساس سناریوی حذف ستون دلخواه بررسی شد. نتایج نشان داد یک فرمول برای به‌دست‌آوردن مشخصات مقاومتی اعضا در بخش ویژه برای جلوگیری از خرابی پیش‌رونده بر اساس مفهوم تعادل انرژی حاصل شده است [۷].

یانگ^۶ و همکاران (۲۰۱۳)، به مطالعه دهانه بهینه برای قاب خمشی خرپایی با مهاربند زانویی کم‌انرژی (BRKBTMF) پرداختند. نتایج نشان داد که با افزایش دهانه BRKBTMF، خرپا کارایی کم‌تری دارد. این امر موجب استفاده از مصالح فولادی بیش‌تر در BRKBTMF شده که در نتیجه منجر به افزایش هزینه اولیه ساخت می‌شود. از سوی دیگر، عملکرد لرزه‌ای BRKBTMF به‌طور قابل توجهی تحت تأثیر دهانه خرپا قرار نمی‌گیرد [۸].

نویی‌نیا و همکاران (۲۰۱۴)، به بررسی تعیین ضریب رفتار قاب خمشی خرپایی ویژه با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) پرداختند. تحلیل برای دو قاب ۲ و ۳ دهانه با دو حالت قطعه ویژه قطری ضربدری و ویرندل مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان داد که ضریب رفتار قاب ویرندل از قاب با اعضای قطری بیش‌تر است؛ که معرف عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تر قاب ویرندل است [۹].

کیم^۷ و پارک^۸ (۲۰۱۴)، پتانسیل خرابی پیش‌رونده سامانه STMF را بررسی و یک روش طراحی برای ارائه یک مسیر بار جایگزین در مورد حذف ناگهانی ستون پیشنهاد کردند. نتایج نشان داد که مدل‌های سازه‌ای که با استفاده از روش طراحی توسعه‌یافته بازطراحی شده‌اند، پس از برداشتن ناگهانی یک ستون، ثابت می‌مانند [۱۰].

کیم و همکاران (۲۰۱۶)، بهسازی لرزه‌ای STMF با استفاده از میراگرهای ویسکوز را مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه عملکرد لرزه‌ای STMF توسط تحلیل‌های شکنندگی مورد بررسی قرار گرفت و نتایج با عملکرد قاب‌های خمشی ویژه مقایسه شد. سپس طرح بهسازی لرزه‌ای با نصب یک میراگر ویسکوز در بخش ویژه برای برآورده کردن هدف بهبود عملکرد لرزه‌ای پیشنهاد شد. نتایج تحلیل نشان داد که STMF در مقایسه با قاب‌های خمشی، سختی و استحکام بیش‌تر اما شکل‌پذیری کم‌تری دارد که منجر به

⁵ Kang⁶ Yang⁷ Kim⁸ Park¹ Vierendeel² Goel³ Parra-Montesinos⁴ Special Truss Moment Frame

شکندگی لرزه‌ای مشابه در هر دو سازه می‌شود. عملکرد لرزه‌ای STMF با میراگرهای ویسکوز در بخش‌های ویژه، هدف مورد نظر را برآورده می‌کند و اثر اضافه‌کردن میراگرهای ویسکوز در شکندگی لرزه‌ای در حالت خسارت کامل بسیار مهم بود [۱۱].

جینسین^۱ و همکاران (۲۰۱۷)، عملکرد لرزه‌ای STMF با مقیاس کامل و با جزئیات ابتکاری برای فعالیت لرزه‌ای بالا تحت بارگذاری چرخه‌ای را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها آزمایش یک STMF با پانل تمام ویرندل در مقیاس کامل که با مهاربندهای کوتاه کمانشی (BRBs) تقویت شده‌اند را مورد مطالعه قرار دادند. برای حذف کمانش پیشگی-جانبی نمونه‌ها ظرفیت دورانی در قطعه ویژه افزایش داده شد و همچنین با استفاده از مقاطع 2C310*30.8 (RBS) در قطعه ویژه، تقاضای لنگر خمشی در خارج از قطعه ویژه کاهش داده شد. نتایج آزمایش نشان داد که BRBها می‌توانند به‌طور ایمن برای افزایش سختی و مقاومت STMF استفاده شوند. زمانی که BRBها در اثر زلزله متوسط آسیب می‌بینند، به‌راحتی می‌توان آن‌ها را جایگزین کرد. حتی پس از شکست BRB در کشش، سامانه STMF همچنان می‌تواند مقاومت خود را در دررفت زیاد طبقه، حفظ کند، زیرا هسته‌های تسلیم شکسته مجدداً درگیر فشرده‌سازی شده و مقاومت بیشتری را ایجاد می‌کنند [۱۲].

کومار^۲ و همکاران (۲۰۱۷)، با استفاده از تحلیل پوش‌آور و تحلیل دینامیکی غیرخطی به بررسی تأثیر نسبت ابعاد قسمت ویژه بر روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های STMF پرداختند. نتایج نشان داد که نسبت ابعاد بالاتر، تقاضای دورانی را کاهش می‌دهد؛ درحالی‌که نسبت ابعاد پایین تقاضای چرخشی را در انتهای بخش ویژه افزایش می‌دهد. همچنین نمونه اصلی مربوط به نسبت ابعاد بخش ویژه ۲/۵، دارای بالاترین مقدار ظرفیت فروپاشی متوسط گزارش شد [۱۳].

موسوی و همکاران (۲۰۱۹) به بررسی تأثیر پارامترهای هندسی بر رفتار قاب‌های خمشی خرابایی ویژه پرداختند. آن‌ها پارامترهای هندسی شامل طول قطعه ویژه، عمق تیر خرابایی و تعداد اعضای عمودی در بخش ویژه را بررسی کردند. نتایج نشان داد با افزایش طول قطعه ویژه در تیر خرابایی، سختی و حداکثر مقاومت کاهش می‌یابد. افزایش طول قطعه ویژه باعث افزایش تقاضای لرزه‌ای بیش‌تر سازه شده و افزایش عمق تیر خرابایی تأثیری بر رفتار قاب ندارد و افزایش تعداد پانل‌ها در یک طول

ثابت از قطعه ویژه، تغییری در رفتار سازه ایجاد نمی‌کند [۱۴].

جینسین و همکاران (۲۰۱۹)، طراحی لرزه‌ای و ارزیابی عملکرد STMF با دهانه بلند را با استفاده از تحلیل پوش‌آور مورد مطالعه قرار دادند. ایشان رفتار لرزه‌ای STMF با دهانه بلند با اعضای خرابایی، طول دهانه ۲۷/۴ متر و عمق خرابایی ۳ متر را بررسی کردند. نتایج، عملکرد لرزه‌ای مناسب این قاب‌ها را نشان داد [۱۵].

کومار و همکاران (۲۰۲۰)، به بررسی پارامترهای عملکرد لرزه‌ای برای قاب‌های خمشی خرابایی ویرندل شکل‌پذیر پرداختند؛ پارامترهای اصلی در این مطالعه عددی عبارتند از ارتفاع سازه‌ها، عرض دهانه، نسبت ابعاد قطعات ویژه و تعداد پانل‌های شکل‌پذیر در داخل بخش‌های ویژه. تحلیل‌های دینامیکی افزایشی بر روی ۲۰ مدل STMF انجام می‌شود که ارتفاع کلی و نسبت ابعاد بخش‌های ویژه بیش از مقادیر محدود توصیه‌شده در کدهای طراحی فعلی است. بر اساس یافته‌های این مطالعه، پارامترهای عملکرد لرزه‌ای، یعنی ضریب اضافه‌مقاومت، ضریب اصلاح پاسخ و ضریب تشدید برای STMF توصیه می‌شود [۱۶].

کومار و همکاران (۲۰۲۰)، به بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی خرابایی ویژه بلندمرتبه با چندین بخش شکل‌پذیر ویرندل و نسبت‌های ابعاد پانل پرداختند. نتایج تحلیل نشان داد سامانه STMF که دارای بخش‌های ویژه با نسبت ابعاد بزرگ‌تر و پانل‌های چندگانه ویرندل هستند، مکانیزم‌های تسلیم مطلوب و معیارهای پذیرش را برآورده می‌کنند. توصیه می‌شود که مقادیر محدودکننده نسبت ابعاد پانل و ارتفاع کلی STMF به ترتیب ۲/۵ و ۶۵ متر در نظر گرفته شوند [۱۷].

بررسی تاریخیچه مطالعات پیشین نشان می‌دهد که رفتار لرزه‌ای STMF توسط طیف گسترده‌ای از محققان بررسی شده است؛ اما ایده استفاده از قاب با ستون خرابایی به‌عنوان یک راهکار برای سبک‌سازی و البته امکان عبور تأسیسات تاکنون توسط محققین مورد بررسی قرار نگرفته است. همچنین در آیین‌نامه‌ها به کاربرد و استفاده از قاب با ستون خرابایی اشاره نشده است. در همین راستا در این مطالعه با استفاده از سه تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور)، تحلیل استاتیکی رفت و برگشتی (چرخه‌ای) و تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی) مقایسه‌ای بین پارامترهای لرزه‌ای قاب خمشی خرابایی با ستون با جان پر (مدل یک) و قاب خمشی خرابایی با ستون خرابایی (مدل دو) انجام شد. مدل شماره دو به دلیل وزن کم‌تر در مقایسه با قاب مدل شماره یک و عبور لوله‌های تأسیساتی در جان تیر و ستون در دهانه‌های

¹ Jiansinlapadamrong

² Kumar



بلند و همچنین رفتار نزدیک تر به این قاب‌ها، می‌تواند جایگزین مناسبی برای قاب‌های خمشی خرابایی ویژه باشد.

۲- مدل‌سازی و روش تحقیق

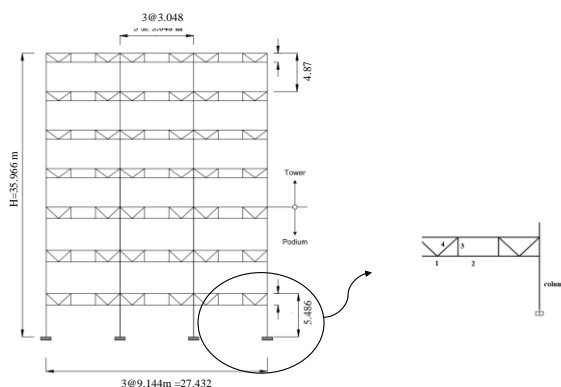
۲-۱- معرفی مدل‌ها

در این مطالعه دو مدل شماره یک و دو به صورت دوبعدی مطابق با ضوابط و الزامات آیین‌نامه فعلی ASCE 7-10 [۱۸] و AISC 341-16 [۱] مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته است. مدل یک، نمونه‌ای از یک سازه بیمارستان با قاب‌های خمشی خرابایی ویژه محیطی است؛ در این مدل برای ستون‌ها از تیورورق که مطابق

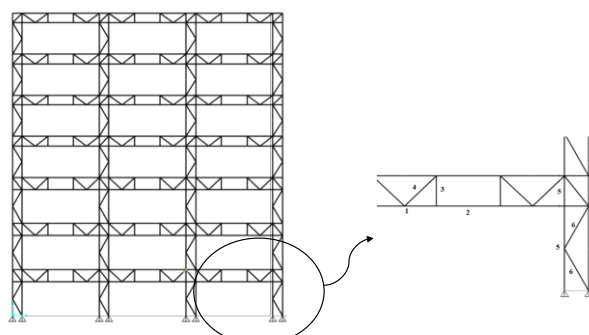
با یک گزارش تحقیقاتی در دانشگاه میشیگان است [۱۹]، به‌عنوان مدل مرجع استفاده شده و در مدل دو، مشخصات اعضای تیر همانند مدل یک می‌باشد با این تفاوت که ستون‌ها نیز همچون تیرها از المان‌های خرابایی تشکیل شده‌اند. هر دو مدل از قاب منظم ۷ طبقه با ۳ دهانه به صورت دوبعدی مورد بررسی قرار گرفته‌اند. همچنین ارتفاع طبقه اول تا سوم برابر ۵/۵ متر و سایر طبقات برابر ۴/۸ متر مشخص شده است. مشخصات هندسی هر دو مدل مورد نظر به‌طور مختصر در جدول (۱) ارائه شده است. نمای دو مدل یک و دو به همراه پیکربندی و جزئیات ابعادی به ترتیب در شکل‌های (۱) و (۲) نشان داده شده است.

جدول ۱- مشخصات هندسی دو مدل شماره یک [۱۹] و دو

مدل	L طول دهانه (m)	Ls طول قطعه ویژه (m)	D عمق تیر خرابایی (m)	H ارتفاع کل (m)
مدل ۱	۹/۱۵	۳/۰۴۸	طبقه اول تا سوم	۳۵/۹۶۶
			سایر طبقات	
مدل ۲	۹/۱۵	۳/۰۴۸	طبقه اول تا سوم	۳۵/۹۶۶
			سایر طبقات	



شکل ۱- قاب خمشی خرابایی ویژه با ستون I شکل (مدل ۱) به همراه جزئیات المان‌بندی (ابعاد به متر) [۱۹]



شکل ۲- قاب خمشی خرابایی ویژه با ستون خرابایی (مدل ۲) به همراه جزئیات المان‌بندی (ابعاد به متر)

ویژه، از مقاطع دابل ناودانی به صورت پشت‌به‌پشت ساخته شده است. همچنین المان‌های قطری در دو قاب به صورت دوسرهمفصل

جرم لرزه‌ای در هر گره برابر ۱۵۱ کیلونیوتن در نظر گرفته شده است. تمام عضوهای خرابایی در اعضای خارج از قسمت

مدل‌سازی شده‌اند. مشخصات مقاطع مورد استفاده برای دو مدل یک و دو در جدول‌های (۲) و (۳) به‌طور مختصر گزارش شده است. بعد ستون (عمق) خرابایی برابر ۱/۱۵ متر در نظر گرفته شده است.

جدول ۲- مقاطع یال‌های خرابایی در تیر افقی (المان‌های ۱ تا ۶) [۱۹]

FL	1	2	3	4
7	MC10*22(PL 1in)	MC10*22	MC10*22	MC9*25.4
6	C12*25(PL 1in)	C12*25	C12*25	MC9*25.4
5	C12*30(PL 1in)	C12*30	C12*30	MC9*25.4
4	MC12*31(PL1.5in)	MC12*31	MC12*31	MC9*25.4
3	MC12*31(PL1.5in)	MC12*31	MC12*31	MC9*25.4
2	MC12*35(PL1.5in)	MC12*35	MC12*35	MC9*25.4
1	MC12*35(PL1.5in)	MC12*35	MC12*35	MC9*25.4

جدول ۳- مقاطع یال‌های خرابایی ستون در مدل ۲ (المان‌های ۵ و ۶) و مقطع I شکل ستون در مدل ۱

FL	5	6	Int Col	Ext Col
7	MC10*22(PL 1in)	MC9*25.4	W36*230	W30*173
6	C12*25(PL 1in)	MC9*25.4	W36*300	W30*211
5	C12*25(PL 1in)	MC9*25.4	W36*328	W30*261
4	C12*25(PL 1in)	MC9*25.4	W36*393	W30*326
3	C12*25(PL 1in)	MC9*25.4	W36*393	W30*326
2	C12*30(PL 1in)	MC9*25.4	W36*393	W30*326
1	C12*30(PL 1in)	MC9*25.4(PL 1in)	W36*393	W30*326

*ابعاد بر حسب میلی‌متر

مقاطع MC و C هر دو ناودانی با شکل ظاهری متفاوت (وزن مخصوص و ضخامت لبه و بدنه) می‌باشند.

۲-۲- صحت‌سنجی

المان قطعه ویژه مفصل محوری-خمشی، و برای سایر المان‌های خرابایی (یال‌های بالا و پایین خارج از قطعه ویژه، اعضای قطری و قائم) مفصل محوری با رفتار تغییر مکان برای هر دو قاب اختصاص داده شده و همچنین برای المان ستون در مدل شماره یک، مفصل محوری-خمشی در نظر گرفته شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود دو نمودار با اختلاف بسیار کم بر هم منطبق بوده و دوره تناوب مدل اصلی و مدل عددی شماره یک به ترتیب ۱/۲۵ و ۱/۱۴۶ ثانیه گزارش شده است که دوره تناوب این دو مدل دارای ۹ درصد اختلاف می‌باشد؛ همچنین درستی مقادیر سایر پارامترها در جدول (۴) ارائه شده و درصد اختلاف مقادیر بسیار کم بوده و مقادیر نزدیک بهم گزارش شده است.

در این بخش نمودار پوش‌آور مدل مقاله مرجع [۱۹] و مدل عددی تحقیق حاضر در شکل (۳) صحت‌سنجی شده است. پای ستون‌ها در قاب مدل یک، به‌صورت گیردار و در قاب مدل دو، یال کششی و فشاری خرابایی ستون با تکیه‌گاه مفصلی به زمین متصل شده‌اند. فولاد سازه‌ای برای عضوهای هر دو قاب مذکور از نوع ASTM 572 Gr 50 و تنش تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال انتخاب شده است. مقادیر مدول یانگ و نسبت پواسون به ترتیب 2×10^5 مگاپاسکال و ۰/۳ در نظر گرفته شده است. اندرکنش مفصل پلاستیک و معیارهای پذیرش مطابق با FEMA 356 [۲۰] برای

جدول ۴- مقایسه برخی پارامترهای حاصل از تحلیل پوش‌آور دو مدل یک [۱۹] و مدل دو

مدل	دوره تناوب	حداکثر برش پایه (Kips)	دریافت تسلیم (درصد)
مرجع [۱۹]	۱/۲۵	۲۵۶۰	۰/۵
مقاله حاضر	۱/۱۴۶	۲۵۵۴	۰/۵
اختلاف (%)	۹	۰/۲	۰



دوخطی کردن منحنی پش‌آور از روش یانگ استفاده شده است که منحنی دوخطی با ادامه‌دادن محدوده الاستیک و به‌دست‌آوردن برش پایه تسلیم و سپس وصل کردن آن به برش پایه حداکثر به‌نحوی که انرژی کرنشی ذخیره‌شده تغییری ننماید، حاصل می‌شود؛ در این حالت سطح زیر نمودار پش‌آور معادل سطح زیر نمودار منحنی دوخطی فرض می‌شود. همان‌طور که در مقاله مرجع دریافت هدف برابر ۲ درصد در نظر گرفته شده است، بنابراین در تحقیق حاضر دریافت مناظر با نقطه توقف تحلیل برابر ۲ درصد لحاظ شده است.

در تحلیل چرخه‌ای، بارگذاری به‌صورت سیکلی (رفت و برگشتی) بر دو قاب مورد نظر اعمال شده است. در این نوع تحلیل رفتار غیرخطی فولاد در تعریف مفاصل پلاستیک در نظر گرفته شده و به‌صورت تغییرمکان-کنترل بوده و از چند تحلیل استاتیکی پش‌آور به‌صورت زنجیره‌ای استفاده شده است؛ هریک از تحلیل‌های استاتیکی یکی پس از دیگری انجام گرفته و الگوی بارگذاری مطابق با پروتکل استاندارد ATC-24 [۲۱] که در جدول (۵) نشان داده شده، اعمال شده است.

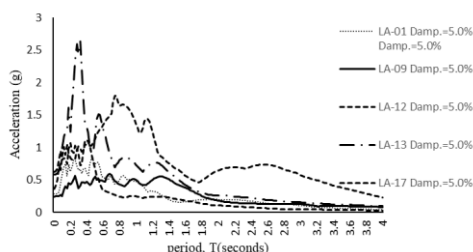
جدول ۵- الگوی بارگذاری مطابق با استاندارد ATC-24 [۲۱]

	cycle	1-3	4-6	7-9	10-12	13-15	16-17	18-19
Goal Displacement	+	0.5Δ _y	0.75Δ _y	Δ _y	2Δ _y	3Δ _y	4Δ _y	5Δ _y
	-	0.5Δ _y	0.75Δ _y	Δ _y	2Δ _y	3Δ _y	4Δ _y	5Δ _y

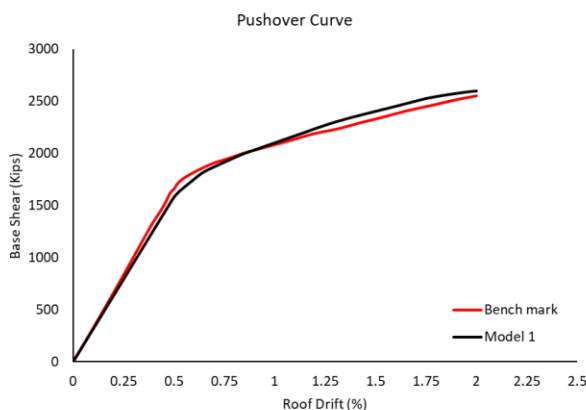
جدول ۶- جزئیات زلزله‌های استفاده‌شده در تحلیل تاریخچه زمانی (با سطح خطر ۵۰٪/۱۰ سال)

Number	Record Name(Event)	Station ID	Earthquake Year	Magnitude	Distance (km)	PGA (cm/s ²)
1	Imperial Valley	El Centro	1940	6.9	10	452
2	Landers	Yermo	1992	7.3	25	509
3	Loma Prieta	Gilroy	1989	7	12	950
4	Northridge	Newhall	1994	6.7	6.7	664
5	Northridge	Sylmar	1994	6.7	6.4	558

نشان داده شده است. ضریب مقیاس برابر ۰/۳۵ g در نظر گرفته شده که PGA پنج زلزله بر اساس این ضریب مقیاس شده است.



شکل ۴- طیف مقیاس‌شده پنج رکورد مورد نظر



شکل ۳- مقایسه نمودار پش‌آور مدل مرجع [۱۹] و مدل بازتولیدشده در مقاله حاضر

۳-۲- تحلیل غیرخطی

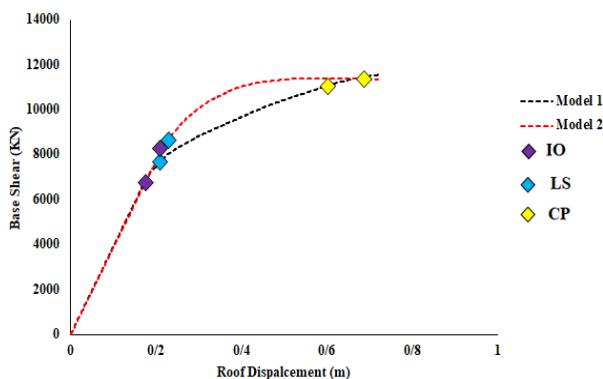
هر دو قاب تحت تحلیل استاتیکی پش‌آور با الگوی بار جانبی مطابق با مود اول و با ترکیب بار ثقیلی $DL + 0.5 LL + 1/2 DL$ مطابق با مقاله مرجع مورد بررسی قرار گرفته است (که DL بار مرده و LL بار زنده است). هر سطح عملکرد متناسب با دریافت مناظر طبقه تعریف شده است که در بخش نتایج تحلیل ارائه شده است. برای

در تحلیل تاریخچه زمانی پنج زلزله دور از گسل مطابق FEMA P695 [۱۷] انتخاب شده که در جدول (۶) ارائه شده است. برای همپایه‌کردن رکوردها باید از دو زوج شتابنگاشت استفاده شود؛ چون قاب‌های مورد مطالعه دوطبقه بوده و برای تک شتابنگاشت منظور می‌گردد. با استفاده از نرم‌افزار Seismosignal طیف زلزله‌ها بر حسب شتاب-زمان به‌نحوی که این رکوردها به اندازه شتاب ثقل g مقیاس شده، استخراج شده‌اند. همچنین میزان میرایی ۵ درصد، خاک نوع II، ضریب شتاب مبنا (A) برابر ۰/۳، ضریب اهمیت I برابر ۱، ضریب بازتاب B و دوره تناوب تجربی T_a برابر ۱/۳۷۵ ثانیه در نظر گرفته شده است. طیف مقیاس‌شده هر پنج رکورد ارائه‌شده در جدول (۶)، در شکل (۴)

۳- یافته‌ها و نتایج

۳-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل پوش‌آور)

نمودار پوش‌آور دو نمونه تحلیلی در شکل (۵) ارائه شده است.



شکل ۵- نمودار پوش‌آور (نیرو- تغییر مکان) مدل یک و دو

همان‌طور که مشاهده می‌گردد منحنی ظرفیت مدل دو (ستون‌های خرپایی) نسبت به مدل یک (ستون‌های تیرورقی) تغییر مکان بیش‌تری را تا رسیدن اولین نقطه از سازه به حد فروریزش تحمل می‌کند. این منحنی ظرفیت برای محاسبه و مقایسه پارامترهای این دو قاب مورد استفاده قرار گرفته است؛ که خلاصه‌ای از پارامترهای محاسبه‌شده حاصل از تحلیل شامل ضریب رفتار (R) متناظر با دریفت ۲ درصد، حداکثر برش پایه (مقاومت نهایی V_{max})، سختی اولیه (K)، ضریب اضافه‌مقاومت (Ω)، تغییر مکان تسلیم (Δy)، وزن دو قاب (W) و سطح زیر منحنی پوش‌آور (E) با استفاده از این نمودار و دوره تناوب (T) حاصل از تحلیل مودال در جدول (۷) گزارش شده است.

جدول ۷- خلاصه‌ای از نتایج تحلیل پوش‌آور مدل با جان پر و با ستون خرپایی

	R	T (s)	V_{max} (N)	Ω	K (ton/m)	Δy (m)	E (kN.m)	W (ton)
مدل ۱	۶/۸۰	۱/۱۵	۱۱۵۵۷	۱/۸	۳۸	۰/۱۹	۵۹۶۷	۱۷۸
مدل ۲	۶/۹۲	۱/۱۴	۱۱۳۴۳	۲/۱۴	۳۸	۰/۲۲	۶۳۸۲	۱۵۹

به‌دست آمده است. لازم به یادآوری است برای محاسبه شکل‌پذیری از نسبت تغییر مکان متناظر با سطح عملکرد مربوط به تغییر مکان تسلیم استفاده شده است. در شکل (۴) اختلاف بین سطوح عملکردی قابل مشاهده است؛ همچنین ضرایب شکل‌پذیری متناظر با هر دو سطح عملکردی برای دو قاب محاسبه شده است که در مدل ۲ ضریب شکل‌پذیری بزرگ‌تر از مدل ۱ است.

جدول ۹- محاسبه ضریب شکل‌پذیری مدل یک و دو حاصل از

تحلیل پوش‌آور

ضریب شکل‌پذیری (μ)	LS	CP
مدل ۱	۱/۱	۳/۱۵
مدل ۲	۱/۱	۳/۲۲

در جدول (۱۰) ضریب رفتار متناظر با دو سطح عملکردی برای دو قاب مورد نظر گزارش شده است؛ همان‌طور که مشاهده می‌شود ضریب رفتار برای هر دو قاب با درصد اختلاف بسیار کم و نزدیک گزارش شده است و نشان‌دهنده رفتار مشابه آنها است.

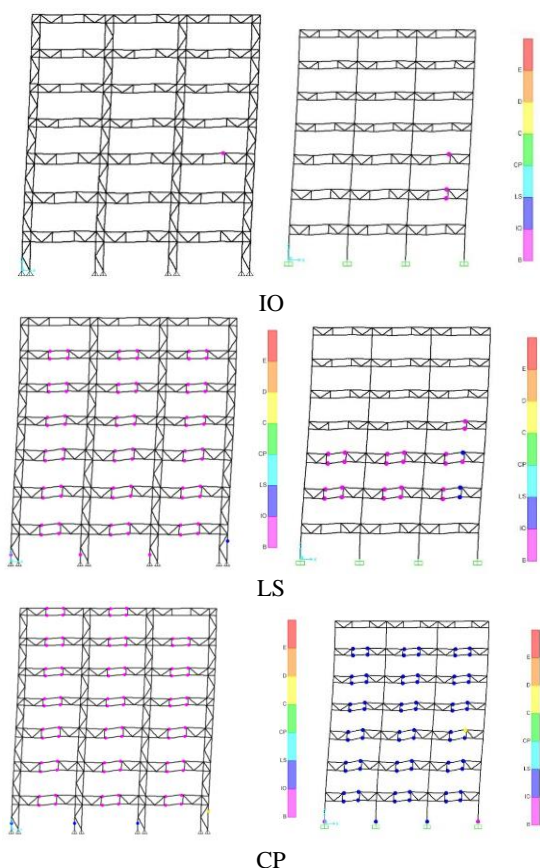
همان‌طور که از جدول (۷) مشاهده می‌شود، حداکثر برش پایه در مدل ۱ و ۲ به ترتیب ۱۱۵۵۷ کیلونیوتن و ۱۱۳۴۳ کیلونیوتن در تغییر مکان نهایی (متناظر با دریفت ۲ درصد) گزارش شده است؛ که مدل ۲ دیرتر به حد تسلیم رسیده است. به عبارتی می‌توان گفت که مدل ۲ برش پایه کم‌تری تغییر شکل بیش‌تری را متحمل بوده ولی مدل ۱ برش پایه بیش‌تری و تغییر شکل کم‌تری را تجربه می‌کند. همچنین از نظر مصرف مصالح (وزن کلی) مدل ۲ در مقایسه با مدل ۱ سبک‌تر و از نظر اقتصادی به‌صرفه‌تر می‌باشد. دوره تناوب سه مود اول حاصل از آنالیز مودال دو مدل ۱ و ۲ در جدول (۸) ارائه شده است.

جدول ۸- دوره تناوب سه مود اول مدل ۱ و ۲

نمونه	مود اول	مود دوم	مود سوم
مدل ۱	۱/۱۵	۰/۳۸	۰/۲۲
مدل ۲	۱/۱۴	۰/۳۷	۰/۲۱

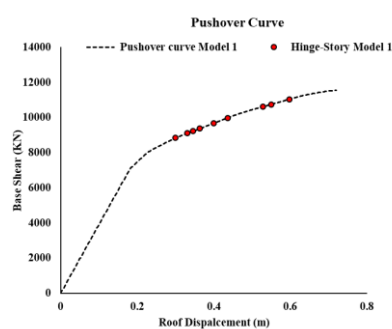
در جدول (۹) با استفاده از تحلیل پوش‌آور ضرایب شکل‌پذیری دو مدل ۱ و ۲ برای دو سطح عملکرد LS و CP متناظر با جابه‌جایی‌های مربوط به تشکیل اولین مفصل پلاستیک به‌دست آمده‌اند. این جابه‌جایی در مدل ۱ به ترتیب برابر ۰/۲۱ و ۰/۶۰ متر و در مدل ۲ به ترتیب ۰/۲۳ و ۰/۷۱ متر





شکل ۶- نقطه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک مدل شماره یک (راست) و دو (چپ) در سطوح عملکردی مختلف

در شکل‌های (۷-الف) و (۷-ب) تشکیل مفاصل در طبقات مختلف به ترتیب در مدل یک و دو نشان داده شده است؛ همان‌طور که مشاهده می‌شود مفاصل پلاستیک در مدل ۱ نسبت به مدل ۲، با پراکندگی بیش‌تر و عدم هم‌زمانی، تشکیل می‌شوند.



الف) مدل یک

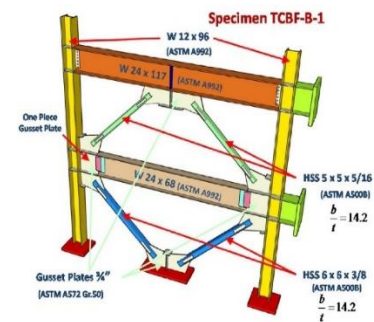
جدول ۱۰- محاسبه ضریب رفتار مدل یک و دو حاصل از تحلیل پوش‌آور

ضریب رفتار (R)	LS	CP
مدل ۱	۳/۴۸	۶/۹۴
مدل ۲	۳/۴۳	۶/۸۴

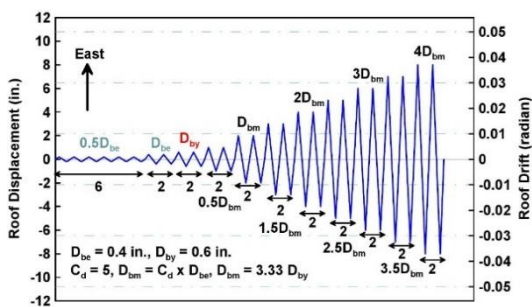
در همین راستا تعداد و توالی تشکیل مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد مفاصل برای هر دو قاب در شکل (۶) برای مدل ۱ و ۲ به ترتیب در سمت راست و چپ نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل (۶) مشهود است برای سطح عملکرد IO مدل ۱ (سمت راست) اولین مفصل پلاستیک در گام هجدهم و در تغییر مکان ۰/۱۷ متر سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه IO در یال‌های قطعه ویژه رخ داده و با افزایش تغییر مکان جانبی، سطح عملکرد ایمنی جانی LS در قطعه ویژه تیرها روی داده است. همچنین با افزایش تراز بارگذاری و با رسیدن اولین مفصل به حد سطح عملکرد CP، عمده قطعات ویژه در سطح عملکرد LS قرار داشته و رفتار مطلوب مشاهده شده است. در مدل ۲ (سمت چپ) تعداد مفاصل پلاستیک متناظر با IO کم‌تر می‌باشد (صرفاً یک مفصل). با افزایش نیرو و برخلاف مدل ۱، اولین مفصل LS در ستون شکل گرفته و همچنان کلیه قطعات ویژه در IO هستند. در تغییر شکل متناظر با CP نیز عمده تیرها در سطح IO مانده و مفصل CP در یال قائم ستون سمت چپ تشکیل شده است. این رفتار با آنچه در مدل ۱ مشاهده شد، تفاوت معناداری دارد به نحوی که توسعه مفصل پلاستیک LS به جای قطعه ویژه در اجزای تشکیل دهنده ستون می‌باشد. این موضوع که توالی تشکیل مفاصل پلاستیک و یکسان بودن سطح عملکرد آن‌ها در مدل ۲ یک مزیت محسوب می‌شود یا عیب، جای مطالعه بیش‌تری دارد؛ ولی به نظر می‌رسد عدم متمرکز شدن مفصل پلاستیک در یک نقطه خاص از سازه و توزیع یکنواخت مفاصل پلاستیک در سطوح عملکردی مختلف معادل درگیر شدن بیش‌تر همه اجزای برابر است.

گزارش شده است. همان‌طور که در شکل (۸) نشان داده شده، منحنی هیستریزس مدل ۲ در مقایسه با مدل ۱ پهن‌تر و دارای مساحت بزرگ‌تری بوده و در نتیجه انرژی بیشتری مستهلک شده است.

برای اطمینان از صحت مدل‌سازی المان‌های خرابایی در برابر بارگذاری چرخه‌ای، از مدل TCBF-B-1 در پژوهش ویی^۱ و همکاران [۲۲] استفاده شده است. مدل مورد نظر یک قاب دوبعدی ۲ طبقه مجهز به مهاربند فولادی همگرای دیاموند (۷) و (۸ شکل) است که نمای شماتیک آن در شکل (۹-الف) نشان داده شده است. ارتفاع طبقات و طول دهانه‌ها به ترتیب ۶/۱ و ۲/۷ متر است. تمامی اتصالات تیر به ستون گیردار و بار لرزه‌ای به صورت یک بار چرخه‌ای تغییرمکان-کنترل در نظر گرفته شده است (شکل ۹-ب). جزئیات مقاطع قاب در شکل (۹-الف) نمایش داده شده است.



(الف) نمای جانبی قاب

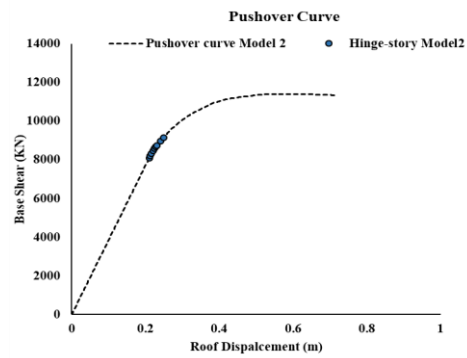


(ب) جزئیات بارگذاری چرخه‌ای

شکل ۹- مدل صحت‌سنجی یک قاب دوبعدی ۲ طبقه مجهز به مهاربند فولادی همگرا در آزمایشگاه با نام TCBF-B-1 [۲۲]

در نهایت، نمودار چرخه‌ای مدل عددی این مقاله با نمودار متناظر در مقاله مرجع در شکل (۱۰) مقایسه شده است. مقایسه دو تصویر نشان می‌دهد که مدل عددی هم از نظر چرخه‌های بارگذاری و هم از نظر بیشینه نیرو-تغییرمکان انطباق خوبی با

^۱ Wei

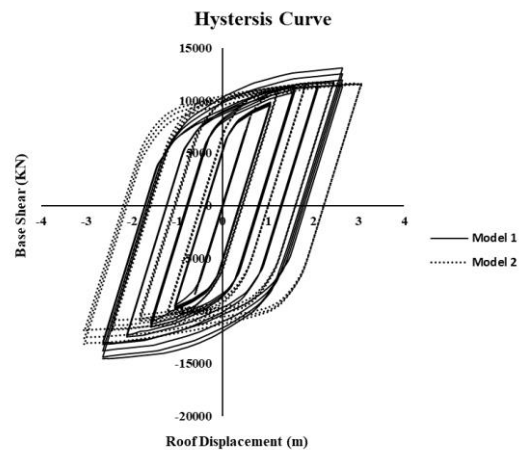


(ب) مدل دو

شکل ۷- تشکیل مفاصل در طبقات برای مدل‌های ۱ و ۲

۳-۲- تحلیل استاتیکی رفت و برگشتی (چرخه‌ای)

در ادامه منحنی هیستریزس حاصل از تحلیل چرخه‌ای بر حسب نیرو-تغییرمکان برای دو مدل ۱ و ۲ در شکل (۸) ارائه شده است. از این نمودار اثرات کاهش ظرفیت در حین بارگذاری، عملکرد لرزه‌ای و انرژی مستهلک‌شده را می‌توان دریافت کرد.

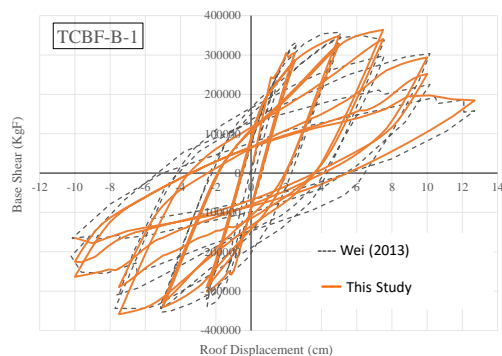


شکل ۸- مقایسه منحنی هیستریزس دو مدل حاصل از تحلیل استاتیکی چرخه‌ای

در منحنی مدل ۱، افت مقاومت در هر حلقه از منحنی قابل مشاهده است و چون مفاصل، سطوح عملکرد بالاتری را تجربه کرده‌اند، در نتیجه زوال مقاومت را به خوبی می‌توان دید. همچنین انرژی مستهلک‌شده در این قاب ۱۶۲۵۵۰ نیوتن‌متر گزارش شده است. در منحنی مدل ۲، افت و زوال مقاومت قابل توجهی در قاب مورد نظر مشاهده نشده است و هر حلقه بر حلقه قبلی منطبق شده به‌گونه‌ای که هر سه حلقه به صورت یک حلقه دیده می‌شود و زوال مقاومت قابل مشاهده نمی‌باشد. همچنین انرژی مستهلک‌شده در این نوع قاب ۲۷۳۴۱۰ نیوتن‌متر

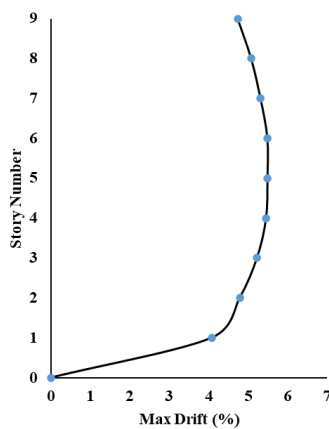


مدل آزمایشگاهی مطالعه ویی و همکاران [۲۲] دارد.

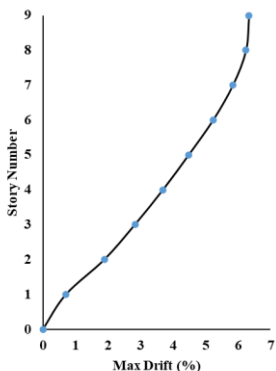


شکل ۱۰- مقایسه نتایج به دست آمده از مدل عددی مقاله حاضر با نتیجه آزمایشگاهی پژوهش [۲۲]

در ادامه به بررسی دررفت طبقات برای دو مدل در تغییر مکان نهایی $5\Delta_y$ پرداخته شده است. حداکثر دررفت بین طبقات برای مدل ۱ و ۲ به ترتیب در شکل‌های (۱۱-الف) و (۱۱-ب) ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در مدل ۱، مفاصل در یک سطح عملکرد توزیع نشده و مرحله به مرحله وضعیت مفاصل تغییر کرده است و به‌طور هم‌زمان تشکیل نمی‌شوند. همچنین با افزایش تعداد طبقات مقدار حداکثر دررفت نیز قابل افزایش است؛ می‌توان گفت که سختی و مقاومت به‌طور یکنواخت توزیع نشده است به‌گونه‌ای که در مقادیر بالاتر تغییر مکان ($5\Delta_y$)، توزیع دررفت به‌صورت تدریجی ناهمگن و نامتقارن می‌شود. همان‌طور که در مدل ۲ مشاهده می‌گردد با افزایش تعداد طبقات تغییر مکان به‌صورت خطی افزایش یافته است که این خطی بودن به معنای تغییر شکل کلی قاب به‌صورت تغییر شکل برشی بوده و با توجه به میزان دررفت طبقات می‌توان دریافت که توزیع سختی و مقاومت در طبقات به‌طور یکنواخت رخ داده و سختی در هر طبقه یکسان است.



الف) مدل یک

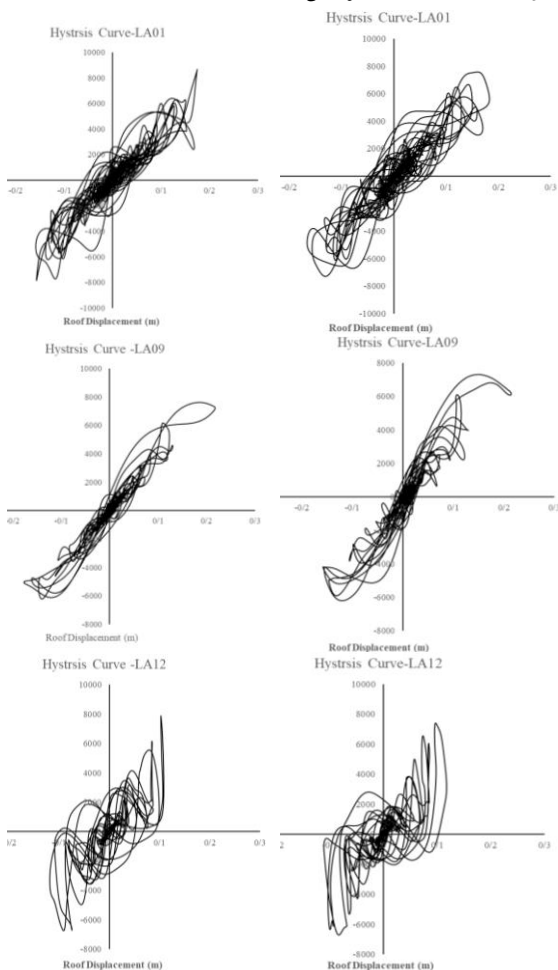


ب) مدل دو

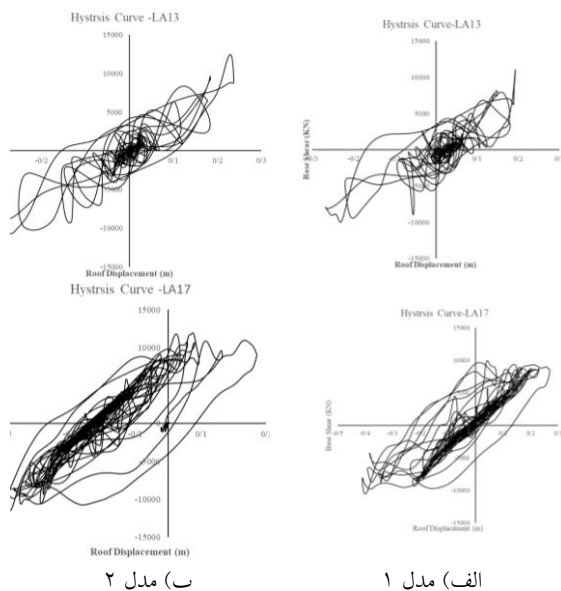
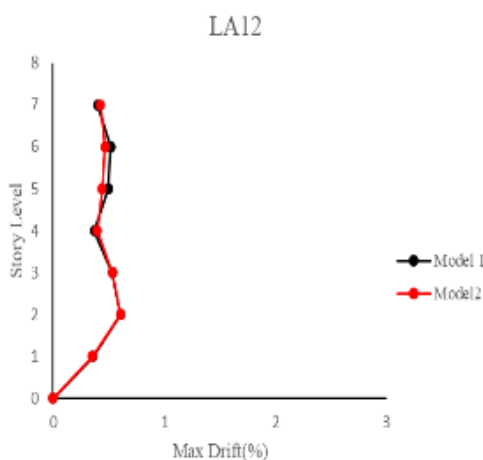
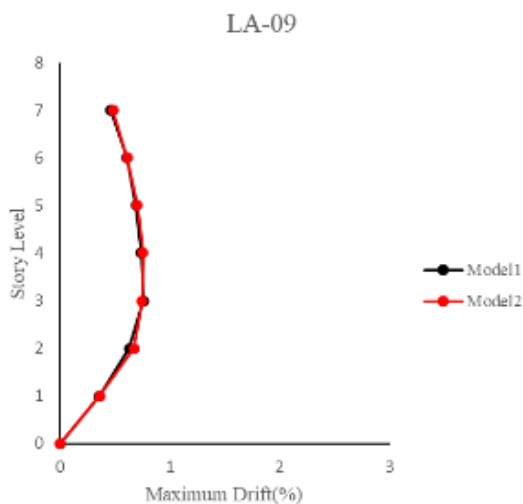
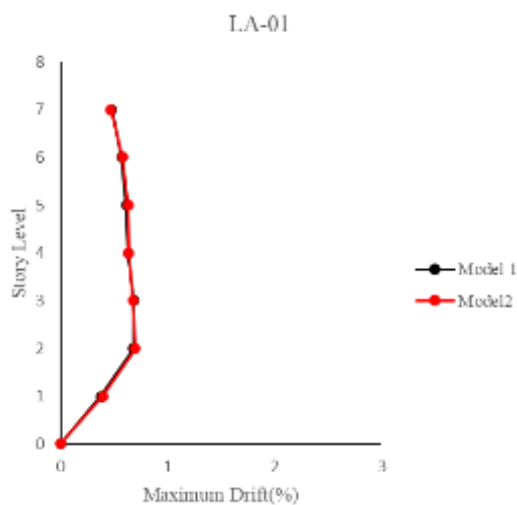
شکل ۱۱- حداکثر دررفت بین طبقات

۳-۳- تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی)

در ادامه منحنی هیستریزس زلزله‌های مندرج در جدول (۶) برای مدل یک و دو به ترتیب در شکل‌های (۱۲-الف) و (۱۲-ب) سمت راست و (۱۲-ب) سمت چپ نشان داده شده است و مقادیر حداکثر برش پایه و انرژی مستهلک‌شده حاصل از منحنی هیستریزس زلزله‌های مذکور در جدول (۱۱) گزارش شده است.



این است که به طور تقریبی رفتار دو قاب از نظر سختی و مقاومت تقریباً نزدیک به یکدیگر می باشد.



شکل ۱۲- منحنی هیستریزیس برای مدل شماره یک و دو در برابر زلزله های مختلف

همان طور که از جدول (۱۱) مشاهده می شود، مقادیر برش پایه در مدل یک در مقایسه با مدل دو بیش تر است. سطح زیر منحنی هیستریزیس (انرژی مستهلک شده) بر اساس پنج زلزله مورد نظر در هر دو مدل، اختلاف ناچیزی دارد. همچنین برای هر پنج زلزله نمودار مقایسه حداکثر تغییرمکان نسبی متناظر با هر طبقه برای هر زلزله به تفکیک برای مدل یک و دو در شکل (۱۳) ارائه شده است.

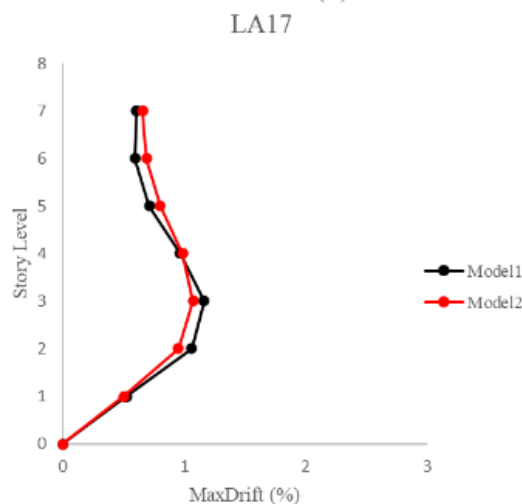
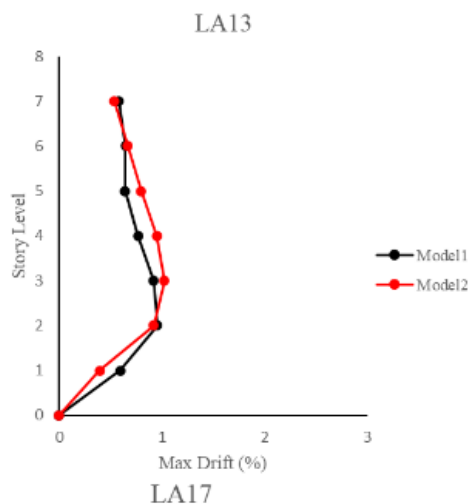
جدول ۱۱- مقادیر برش پایه برحسب نیوتن برای پنج زلزله برای دو قاب

	مدل ۱	مدل ۲
LA01	۷۲۸۴	۷۸۲۵
LA09	۶۲۰۰	۶۲۱۴
LA12	۶۷۰۵	۶۷۴۶
LA13	۱۰۰۰۲	۱۰۷۳۵
LA17	۱۰۵۵۴	۱۱۴۷۹

با توجه به طیف نشان داده شده در شکل (۴)، زلزله LA13 و LA17 دارای حداکثر شتاب بوده و همچنین انتظار می رود که دارای بیش ترین تغییرمکان نسبی نسبت به دو زلزله دیگر باشند که این موضوع در شکل (۱۳) برای دو مدل به وضوح قابل مشاهده است.

همان طور که مشخص است حداکثر تغییرمکان نسبی بین طبقات با اختلاف بسیار کم و نزدیک گزارش شده و نشان دهنده

توزیع نشده است؛ در صورتی که در مدل دو مفاصل توزیع یکنواخت‌تری داشته و توزیع سختی و مقاومت نیز یکنواخت است. همچنین ضریب شکل‌پذیری مدل دو حدود ۲/۱ درصد بیش‌تر از مدل یک بوده و به همین ترتیب ضریب رفتار بزرگ‌تری برای مدل دو برآورد شده است. از منظر برش پایه نیز، حداکثر برش پایه برای مدل یک، ۱۲ درصد از مدل دو بزرگ‌تر و بیشینه تغییر مکان مدل دو حدود ۶ درصد از مدل یک بیش‌تر می‌باشد؛ به عبارتی مدل یک نیروی بیش‌تر و تغییر شکل کم‌تر و مدل دو نیروی کم‌تر و تغییر شکل بیش‌تری را تحمل کرده است. یافته‌های حاصل از تحلیل چرخه‌ای نشان داد که منحنی هیستریزس مدل دو پهن‌تر از مدل یک بوده که به معنای حدود ۷ درصد استهلاک انرژی بیش‌تر این قاب می‌باشد. از منظر تحلیل تاریخچه زمانی سطح زیر منحنی‌های نیروی برش پایه-تغییر مکان بام در همه رکوردها و حداکثر برش پایه برای هر دو مدل به یکدیگر نزدیک بوده است. به‌علاوه بیشینه دریافت توزیع‌یافته در ارتفاع هر دو مدل، با افزایش شماره طبقات افزایش یافته است اما دو مدل از این منظر نیز اختلاف قابل‌توجهی با هم ندارند. در ادامه برای تحقیقات بیش‌تر پیشنهاد می‌شود عملکرد فروریزش مدل‌های مجهز به ستون خرپایی بر اساس معیار FEMA P695 ارزیابی شده و از طرفی موضوع توالی لرزه‌ای به‌ویژه اثر زلزله‌های متوالی نزدیک گسل هم در بررسی رفتار لرزه‌ای این سیستم‌ها مدنظر قرار گیرد.



شکل ۱۳- حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقات برای مدل یک و دو

۵- نتایج

در تحقیق حاضر رفتار لرزه‌ای دو قاب خمشی خرپایی با ستون با جان پر (مدل یک) و قاب خمشی خرپایی با ستون خرپایی (مدل دو) تحت سه تحلیل استاتیکی غیرخطی، تاریخچه زمانی و چرخه‌ای مورد مطالعه قرار گرفته است. به‌طور کلی مشاهده شد قاب خمشی خرپایی با ستون‌های خرپایی می‌تواند علاوه بر وزن کم‌تر، رفتار لرزه‌ای بهتری نسبت به قاب خمشی خرپایی با جان پر داشته باشد. در محدوده فرض‌های این پژوهش در تولید مدل‌های این تحقیق، تحلیل پوش‌آور نشان داد که مدل دو دیرتر به حد تسلیم رسیده و سطح IO را نسبت به مدل یک دیرتر تجربه کرده است. به‌علاوه در مدل یک وضعیت مفاصل مرحله به مرحله تغییر کرده و تغییرات دریافت در طبقات به‌صورت تدریجی نامنظم‌تر شده و به عبارتی سختی و مقاومت به‌طور یکنواخت

- [15] Jiansinlapadamrong, Ch., et al. (2019), "Seismic Design and Performance Evaluation of Long-Span Special Truss Moment Frames", 145(7): 04019053.
- [16] Kumar, R., et al. (2020), "Quantification of Seismic Performance Factors for Ductile Vierendeel Steel Truss Moment Frames", Journal of Earthquake Engineering.
- [17] Kumar, R., et al. (2020), "Seismic performance of high-rise special truss moment frames with multiple Vierendeel ductile segments and high panel aspect ratios", Struct Design Tall Spec Build; e1810.
- [18] ASCE/SEI 7-10, (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American society of civil engineers, Reston, Virginia.
- [19] Chao, sh., and Goel, S.C. (2006), "Performance-based Plastic design of seismic resistant special truss moment frames", Research Report UMCEE 06-03, Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Michigan College of Engineering.
- [20] FEMA-356, (2000), Pre standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings". Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [21] ATC-24, "guideline for cyclic seismic testing of components of steel structures" applied technology council.
- [22] Wei, L., and Stephen A.M. (2013), "Steel concentrically braced frames using tubular structural sections as bracing members: Design, full-scale testing and numerical simulation", volume 14, pages 43-58.
- [1] ANSI/AISC 341-16, (2016), Seismic provisions for structural steel buildings, American Institute of steel construction, Chicago, IL.
- [2] Itani, A.M., and Goel, S.C. (1994), "Seismic-resistant special truss-moment frames", Journal of structural Engineering. 120, 1781-1797.
- [3] Basha, H.S., and Goel, S.C. (1994), "Seismic resistant moment frames with ductile Vierendeel segment", Research report, University of Michigan, Ann Arbor.
- [4] Basha, H.S., and Goel, S.C. (1995), "Special truss moment frames with Vierendeel middle panel", Journal of structural Engineering. 17, 352-358.
- [5] Goel, S.C., et al. (1994), "Seismic Behavior of Open-Web Truss-Moment Frames", Journal of structural Engineering. 1763-1780.
- [6] Parra-Montesinos, G.J., Goel, S.C., and Kim, K.Y. (2006), "Behavior of steel double-channel built-up chords of special truss moment frames under reversed cyclic bending", ASCE Journal of Structural Engineering 132: 1343-51.
- [7] Kang, H.K., Park, J.Y., and Kim, J.K. (2017), "The Design of Special Truss Moment Frames Against Progressive Collapse", Proceedings of the Eighth International Conference on Engineering Computational Technology Civil-Comp Press, Stirlingshire, Scotland.
- [8] Yang, T.Y, et al. (2013), "Optimal truss span study for the buckling restrained knee brace truss moment frame", The 2013 world congress on advances in structural engineering and mechanics (ASEM13) Jeju. Korea, September 8-12-103.
- [۹] نوایی‌نیا، ب، تبارنشلی، پ، و اصغری، آ. (۱۳۹۲)، "تعیین ضریب رفتار قاب‌های خمشی فولادی با تیرهای خریایی ویژه"، مجله مدل‌سازی در مهندسی، شماره ۳۲، دوره ۱۱، ص. ۴۳-۵۶.
- [10] Kim, J., and Park, J. (2014), "Design of Special Truss Moment Frames Considering Progressive Collapse", International Journal of Steel Structures 14 (2) , 1-13.
- [11] Kim, J., et al. (2016), "Seismic retrofit of special truss moment frames using viscous dampers", Journal of Constructional Steel Research 123, 53-67.
- [12] Jiansinlapadamron, C., et al, (2017), "Cyclic Loading Performance of Full-Scale Special Truss Moment Frame with Innovative Details for High Seismic Activity", 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE.
- [13] Kumar, R., and Sahoo, D. (2017), "Effect of Special Segment Aspect Ratio on Seismic Performance of Special Truss Moment Frames (STMFs)", Key Engineering Material. Vol. 763, pp 709-717
- [14] Mousavi, S., et al. (2019), "Investigation of the Effect of Geometric Parameters on Behavior of Special Truss Moment Frames", International Research Journal of Engineering and Technology. e-ISSN: 2395-0056.