

ارزیابی رفتار غیرخطی سیستم دوگانه قاب-دیوار برشی فولادی تحت گروهی از زلزله‌های واقعی

رضا بمانیان^۱، حمزه شکیب^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، پژوهشگاه مدیریت بحران شاخص پژوه، اصفهان، ایران

۲- استاد، دانشکده عمران و محیط‌زیست دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران

چکیده

سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی نسبت به سایر سیستم‌های سازه‌ای دارای مزایای زیادی است که توجه پژوهشگران و مهندسان را به خود معطوف نموده است. از چهار دهه اخیر استفاده از این سیستم دوگانه در سازه‌های جدید و موجود رو به افزایش است. مواردی از قبیل شکل‌پذیری، مقاومت و سختی بالا، هم‌جنس بودن با قاب‌های فولادی، کاهش وزن ساختمان و به تبع آن کاهش نیروهای جانبی وارده و سرعت ساخت بالا باعث گردیده این سیستم باریک‌جانبی نسبت به سایر سیستم‌ها متمایز شود. مطالعه حاضر با هدف بررسی رفتار لرزه‌ای سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی در مقایسه با رفتار لرزه‌ای قاب خمشی فولادی با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده است. این دو سیستم باریک‌جانبی از دو ساختمان ۴ طبقه که بر اساس آیین‌نامه‌های موجود طراحی شده انتخاب گردیده است. ارتفاع هر طبقه ۳/۵ متر در نظر گرفته شده است. بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌ها با انجام تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی انجام شده است. برای این منظور ۷ رکورد زلزله دور از گسل انتخاب و به قاب‌ها اعمال گردیده است. جابجایی نسبی طبقات، میزان انرژی ورودی و پراکتندگی پاسخ قاب‌ها در ارتفاع تحت دو سطح خطر زلزله با یکدیگر مقایسه شده و نتایج حاصله مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته است.

کلمات کلیدی: رفتار لرزه‌ای، تحلیل دینامیکی غیرخطی، سیستم دوگانه، دیوار برشی فولادی

Evaluation of Nonlinear Behavior of Dual Steel Frame-Shear Wall System by a Group of Real Earthquakes

Reza Bemanian¹, Hamzeh Shakib^{2*}

1- Ph.D. Student in Earthquake Engineering, Shakhos Pajouh Institute of Natural Hazards, Esfahan, Iran

2- Professor, School of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

Abstract

Dual system of steel moment frame and steel plate shear wall has many advantages in comparison to the other systems. Since the last four decades the dual system has been used more frequently in new and existing structures. the steel shear wall has many advantages such as high ductility, strength, stiffness and it has light weight, it consequent reduce lateral forces and time efficiency in contracture procedure. The aim of this study is to evaluate the seismic performance of the dual steel frame steel plate shear wall system in comparison with the moment resisting frame using nonlinear dynamic analysis. A dual System of Steel Moment frame and steel Plate shear walls system and a moment resisting frame is chosen a frame of four stories building were designed by used existing code. The height of each floor is 3.5 m. Seismic behavior of frame evaluate using nonlinear

* نویسنده مسئول: حمزه شکیب، shakib@modares.ac.ir

تاریخ دریافت مقاله: ۹۶/۳/۲۶، تاریخ پذیرش مقاله: ۹۶/۹/۲۳

dynamic analysis. For this purpose a set of seven earthquake ground motions were appropriately selected and applied to the systems. Interstory drift ratio, input energy, distribution frames responses in height were compared for the systems under two different hazard level of ground motion and the results were analyzed.

Keywords: Seismic performance, Nonlinear dynamic analysis, Dual system, Steel plate shear wall

۱- مقدمه

طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله یکی از ابعاد مهم طراحی سازه‌ها است. آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های بسیاری در نقاط مختلف دنیا برای محاسبه ساختمان‌ها در برابر زلزله به‌کار برده می‌شوند لیکن همزمان با پیشرفت دانش بشری هرروز بسیاری از ناشناخته‌ها کشف می‌شوند و آیین‌نامه‌ها نیز متناظراً نیاز به تکمیل و اصلاح دارند. در این میان ساختمان‌های بسیاری بر اساس آیین‌نامه‌های قبلی ساخته می‌شوند که با توجه به کشف نقایص قبلی نیاز به تقویت دارند. این دسته از ساختمان‌ها تنها درصد کمی از ساختمان‌هایی که نیاز به بهسازی لرزه‌ای دارند را شامل می‌شوند، چراکه بسیاری از ساختمان‌ها یا اصلاً بر اساس آیین‌نامه‌ای ساخته نشده‌اند یا شرایط ساخت‌وساز در مورد آنها به‌گونه‌ای است که این نیاز را آشکار می‌سازد. روش‌هایی که می‌تواند برای بهسازی ساختمان مطرح شود؛ مثلاً در ساختمان‌های فولادی اضافه کردن مهاربندی‌های هم‌محور و برون‌محور، دیوار برشی و صلب نمودن اتصالات مفصلی از روش‌های رایج پیشنهادی می‌باشد.

در میان سیستم‌هایی که عمر کمتری نسبت به سایر سیستم‌های باربر جانبی دارد می‌توان به دیوار برشی فولادی اشاره نمود این سیستم برای جذب نیروهای جانبی زلزله و باد در ساختمان‌ها و به‌ویژه ساختمان‌های جدید در چند دهه‌ی اخیر مطرح و مورد توجه قرار گرفته است. این پدیده‌ی نوین در جهان به‌سرعت در حال گسترش بوده و در ساخت ساختمان‌های جدید و همچنین تقویت ساختمان‌های موجود بخصوص در کشورهای زلزله‌خیزی همچون آمریکا و ژاپن بکار گرفته شده است. این سیستم علاوه بر ویژگی‌هایی مانند سبک‌تر بودن و شکل‌پذیری بیشتر، در مقایسه با سایر سیستم‌ها دارای خصوصیات پسماند مناسب در ناحیه پلاستیک و ظرفیت جذب انرژی بالا می‌باشد. استفاده از این سیستم در مقایسه با قاب‌های فولادی ممان‌گیر، می‌تواند تا حدود ۷۰٪ صرفه‌جویی در مصرف فولاد را به همراه داشته باشد [۱] که این امر علاوه بر کم کردن هزینه، باعث کاهش وزن سازه و متناسب با آن پایین آمدن نیروی زلزله و باعث افزایش سرعت ساخت و افزایش فضای قابل استفاده می‌گردد. این مزیت‌ها این سیستم ابتکاری را قابل رقابت با سیستم‌های متداول نموده است. این سیستم همچنین باعث ساده شدن و تکرارپذیری فرایند ساخت شده است.

تحقیقات اولیه بر روی سیستم دیوار برشی فولادی در سال ۱۹۳۱ توسط وانگر (Wanger) آغاز شد [۲] که در این تحقیقات محقق به عملکرد کششی در این سیستم پی برده است. در ادامه مطالعاتی توسط محققان بر روی مقاومت پس کمانشی ورق دیوار برشی فولادی از سال ۱۹۳۱ آغاز شد و تئوری‌های مختلفی در این زمینه ارائه گردیده است. در سال ۱۹۶۱ باسلر (Basler) [۳] جهت پیشگویی ظرفیت نهایی تیورورق‌ها تحت اثر برش خالص با صرف‌نظر کردن از سختی بال‌ها، مدلی از میدان کششی را انجام داده است. یک نوع از دیوار برشی فولادی نوع دارای سخت‌کننده می‌باشد، این سخت‌کننده‌ها ظرفیت کمانشی ورق جان دیوار برشی فولادی را افزایش می‌دهند. تا سال ۱۹۸۰، طراحی حالت حد نهایی دیوارهای برشی فولادی در آمریکای شمالی بر مبنای جلوگیری از کمانش خارج از صفحه، ورق‌های پرکننده بود. این مسئله باعث طراحی ورق‌های سخت‌کننده سنگین و در نتیجه غیراقتصادی کردن طرح می‌شد. در ادامه در سال ۱۹۸۷ کولاک (Kulak) [۴] با تکیه بر کارهای انجام شده در این زمینه به دلیل وجود شباهت بین تیورورق‌ها و دیوار برشی فولادی، ورق فولادی نازک را در پانل دیوار برشی توسط یک سری از نوارهای کششی مورب مدل‌سازی کرد. در سال ۱۹۹۳ الگالی (Elgaaly) و همکاران [۵] جهت بررسی تأثیر ضخامت و اتصالات تیر به ستون و اتصال قاب به دیوار برشی فولادی و وجود دیوار برشی فولادی در قاب، بر سختی و جذب انرژی این سیستم یک سری آزمایش‌های سیکلی و یکپارچه بر روی ۱۰ نمونه آزمایشگاهی با مقیاس ۱ به ۴ در دانشگاه کانادا انجام دادند. در این آزمایش‌ها نشان داده شد که افزودن پانل دیوار برشی فولادی حتی با نازک‌ترین ضخامت باعث افزایش حدود ۹ برابری

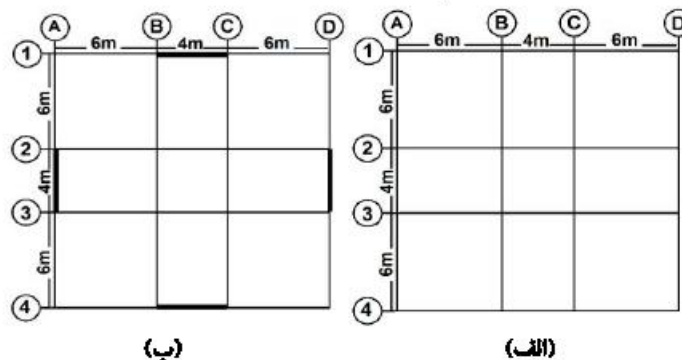
سختی می‌شود و رفتار اتصال صلب تیر به ستون مقداری بهتر از اتصال مفصلی می‌باشد. همچنین دیوار برشی فولادی با صفحات پیچ شده سختی الاستیک کمتر و بار تسلیم اولیه کوچک‌تری نسبت به دیوار برشی فولادی با صفحات جوش شده دارند. در ادامه تحقیقات نوارهای کششی مورب درایور و همکاران (Driver) در سال ۱۹۹۷ [۶] بر روی یک نمونه آزمایشی ۴ طبقه نشان داده که رفتار بار-تغییرمکان نسبت به زاویه نوارهای انتخاب شده در حدود ۴۵ درجه غیرحساس است و عموماً نباید خیلی متفاوت از این زاویه پیش‌بینی گردد. رضایی در سال ۱۹۹۹ [۷] یک دیوار برشی فولادی ۴ طبقه با مقیاس $\frac{1}{2}$ را بر روی میز لرزه آزمایش نمود که به دلیل محدودیت میز لرزه در این آزمایش، صفحات دیوار تقریباً ارتجاعی باقی ماندند تنها مقداری جذب انرژی در دو طبقه اول مشاهده گردید و رفتار غیر ارتجاعی دیوار مورد توجه قرار نگرفت. در ادامه رضایی دریافت مد ارتعاشی اول مد ارتعاشی اصلی می‌باشد و بر اساس منحنی‌های بار-تغییرمکان می‌توان گفت طبقه اول سهم قابل توجهی از انرژی را جذب می‌کند. در ادامه لوبل (Lubell) و همکاران در سال ۲۰۰۰ [۸] برای به دست آوردن ضریب شکل‌پذیری نیز آزمایش‌های چرخه‌ای را روی یک نمونه چهار طبقه و دو نمونه یک طبقه انجام دادند که این محققان ضریب شکل‌پذیری شش را به دست آوردند. همچنین می‌توان به تحقیقات اجزاء محدود خرازی سال ۲۰۰۵ [۹] و صبوری سال ۲۰۰۶ و ۲۰۰۸ [۱۰، ۱۱] اشاره کرد. برنیو و صابلی (۲۰۰۸) [۱۲] در مقاله‌ای بعضی از تغییرات مورد انتظار در مورد ضوابط دیوار برشی فولادی که منجر به تغییرات وسیع‌تری در AISC341 [۱۳] گردید را مورد بررسی قرار داده که از جمله می‌توان به موضوعاتی از قبیل بهبود ظرفیت طراحی و همچنین معرفی ابزار جدید برای طراحی دیوار برشی فولادی اشاره کرد. تبکایا و کریان (۲۰۰۹) [۱۴] یک روش ساده دستی را برای پیش‌بینی زمان تناوب دیوار برشی فولادی ارائه دادند که در این روش دیوار برشی فولادی به‌عنوان یک کنسول عمودی در نظر گرفته شد. برای این منظور ۶۴ عدد قاب سه‌بعدی در سه و پنج دهانه با دو ضخامت دیوار ۳ و ۶ میلی‌متر مورد بررسی قرار گرفت. همچنین روش ارائه شده با استفاده از تحلیل اجزای محدود مورد مقایسه قرار گرفت که این مقایسه تطابق قابل قبولی را نشان می‌دهد. و روش ساده دستی برای سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی گسترش داده شد. امیری و میرمیران در سال ۲۰۱۰ [۱۵] در تحقیقی روش‌های مختلف مدل‌سازی دیوار برشی فولادی را بر روی مدل ۴ طبقه درایور و همکاران [۶] بررسی کرده و سپس از میان آن روش‌ها روش بهینه‌ای را پیشنهاد و در نهایت برای سه قاب با تعداد طبقات ۳ و ۱۲ به کار بردند. این تحقیق از میان روش‌ها روش مدل نواری را که از سهولت بیشتری برخوردار است انتخاب کرد و همچنین در نتایج حاصله نشان داده شد که با افزایش تعداد طبقات و به تبع آن افزایش میزان بارهای جانبی، المان‌های مرزی از اهمیت بیشتری برخوردار خواهند شد. درایور و همکاران در سال ۲۰۱۱ [۱۶] در مطالعه‌ای پیرو دیوارهای برشی فولادی را با کدهای طراحی مقایسه کرده و فرمول ساده بهبودیافته‌ای را برای تخمین پیرو اصلی دیوار برشی فولادی گسترش داده و اثر بازشو و اثرات ستون‌های پشتیبان را در پیرو اصلی مورد بررسی قرار دادند. برای این منظور تحلیل‌های فرکانسی بر روی ۸ مدل مختلف از بازشوهای دایره‌ای در قاب ۴ طبقه با نسبت ابعاد $1/5$ و ۲ انجام داده شد و نتیجه شد که کماتش در صفحه فولادی باعث افزایش ۱۱٪ پیرو شده است که به همین دلیل می‌توان از کماتش صفحات توخالی به‌طور محافظه‌کارانه صرف‌نظر کرد. همچنین نتیجه شد که افزایش پیرو اصلی ناشی از حضور سوراخ در دیوار برشی فولادی، بسیار ناچیز است که می‌توان در حالت کلی صرف‌نظر کرد. چان (Chan) و همکاران در سال ۲۰۱۱ [۱۷] در تحقیقی کاهش سختی و مقاومت را با روش غیرخطی اجزاء محدود در قاب یک دهانه با دو نوع ضخامت ۵ و ۱۰ میلی‌متر برای ورق فولادی مورد بررسی قرار داده‌اند. در این مطالعه از روش بار-تغییرمکان استفاده شده که تغییرمکان حداکثر ۸۸ میلی‌متری به بال بالایی تیری که در بالای قاب می‌باشد اعمال شده است. نتیجه این تحقیق منجر به یک فرمول خطی برای کاهش مقاومت و سختی شد. جیان (Jian) و لی (Li) در سال ۲۰۱۳ [۱۸] در تحقیقی سه نمونه‌ی دیوار برشی فولادی سه طبقه بدون بازشو و با بازشو از هتل بین‌المللی تیانجین چین با مقیاس ۲۰٪ و ضخامت صفحه فولادی ۴ میلی‌متر را مورد آزمایش و بررسی قرار دادند. مقایسه سختی، شکل‌پذیری و جذب انرژی بر اساس نتایج با بارگذاری چرخه‌ای معکوس در دو مدل آزمایشگاهی و نرم‌افزاری

مدل شده مورد مقایسه قرار گرفت. نتایج نشان داد که دیوار برشی فولادی سخت‌شونده دارای مقاومت بالاتر و شکل‌پذیری خوب و ظرفیت جذب انرژی بالاتری است، که بدیهی است در مدل دارای بازشو که سختی و مقاومت کاهش می‌یابد سخت‌کننده می‌تواند استفاده شود. منحنی هیستریزس نمونه‌های آزمایشگاهی با نتایج نرم‌افزاری مقایسه شد که نشان‌دهنده نزدیکی جواب‌های این دو روش می‌باشد. همچنین نهایتاً یک روش ساده طراحی برای محاسبه ظرفیت مقاومت جانبی ارائه شد که این روش بر اساس مکانیسم خرابی دیوار برشی با سخت‌کننده با در نظر گرفتن اثر قاب خمشی و اثر طره‌ای می‌باشد. وانگ و همکاران در سال ۲۰۱۵ [۱۹] به بررسی رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی پرداختند که برای این منظور نه مدل دیوار برشی فولادی به‌طور کامل از طریق روش غیرخطی اجزاء محدود مورد مقایسه و تجزیه و تحلیل قرار گرفت. نتایج نشان داد در مناطق لرزه‌ای با شدت بالا برای انتخاب فرم مناسب دیوار برشی فولادی می‌بایست همه جوانب مانند ظرفیت نهایی دیوار، رفتار هیستریزس، مدهای شکست دیوار و شکل‌پذیری لرزه‌ای و عملکرد اقتصادی آن، به‌صورت توأم و جامع در نظر گرفته شود. همچنین در مناطق با لرزه‌خیزی بالا مدل‌های دارای سخت‌کننده می‌تواند مناسب باشد که در این میان سخت‌کننده از نوع T شکل می‌تواند به‌صورت مؤثری ظرفیت اتلاف انرژی و شکل‌پذیری را بالا برده و همچنین تمرکز تنش در ستون‌های اطراف دیوار برشی را کاهش دهد و از تغییر شکل خارج از صفحه دیوار برشی فولادی بکاهد.

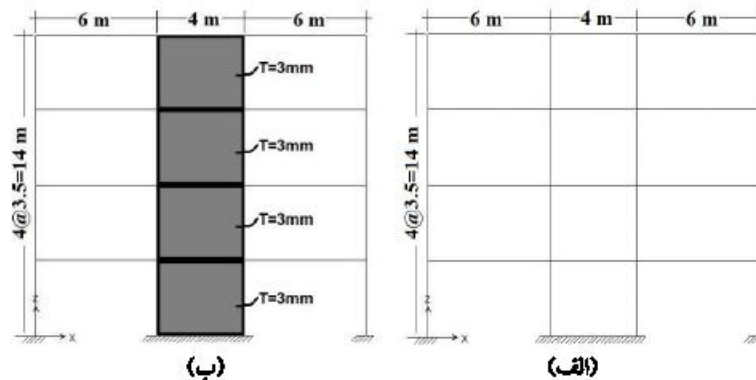
با توجه به تحقیقات انجام شده با این حال رفتار غیرخطی و دقیق این سیستم با متغیرهای گوناگون مستلزم مطالعات بیشتری است. همچنین علاوه بر عدم وجود روابط طراحی جامع برای سیستم دیوار برشی فولادی، برای ارزیابی میدانی این سیستم گزارش مبسوطی ارائه نشده است. در این مطالعه سعی می‌شود با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرارتجاعی سیستم باربر جانبی قاب خمشی با سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی مورد مقایسه و ارزیابی قرار گیرد. برای انجام این مقایسه یک گروه از زلزله‌های واقعی به این دو سیستم باربر جانبی اعمال و رفتار این دو سازه مورد مقایسه قرار می‌گیرد.

۲- روش انجام پژوهش

در این تحقیق سیستم سازه‌ای شامل سیستم قاب خمشی و سیستم دیوار برشی فولادی مورد ارزیابی قرار گرفته است، بدین منظور دو ساختمان چهار طبقه با ارتفاع طبقات برابر با ۳/۵ متر در نظر گرفته شده است. پلان این سازه دارای دهانه‌های ۶ و ۴ متری مطابق شکل ۱ می‌باشد. این ساختمان‌ها در منطقه با خطر نسبی لرزه‌ای بسیار زیاد بر روی خاک نوع II استاندارد ۲۸۰۰ واقع شده است. این ساختمان‌ها مطابق استاندارد ۲۸۰۰ بارگذاری [۲۰] و بر اساس آیین‌نامه AISC360-05 [۲۱] و AISC Design Guide 20 [۲۲] طراحی گردیده است. دو قاب انتخابی از این دو ساختمان در شکل ۲ دارای دو دهانه ۶ متری و یک دهانه ۴ متری می‌باشند. موقعیت مرکزیت دیوار برشی فولادی در نمای ساختمان مطابق شکل ۲ مشاهده می‌شود. مشخصات مصالح در جدول ۱ ارائه شده است. مقاطع به دست آمده پس از طراحی به دلیل سادگی در مدل کردن قاب موردنظر در تمام طبقات یکسان انتخاب شده است که در جدول ۲ ارائه شده است.



شکل ۱: الف) پلان سازه قاب خمشی ب) پلان سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی



شکل ۲: الف) نمای سیستم قاب خمشی فولادی ب) نمای سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی

جدول ۱: مشخصات مصالح نمونه‌ها

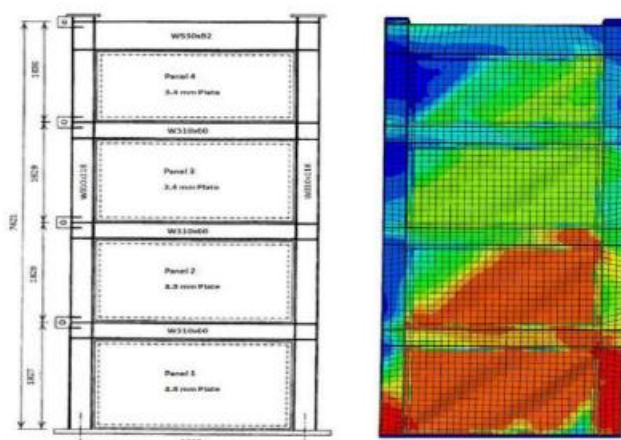
نوع فولاد	تنش تسلیم (N/m ²)	مدول الاستیسیته (N/m ²)	ضریب پواسون
S37	$2730 \times (10)^8$	$210 \times (10)^9$	۰.۳

جدول ۲: مشخصات مقاطع نمونه‌ها

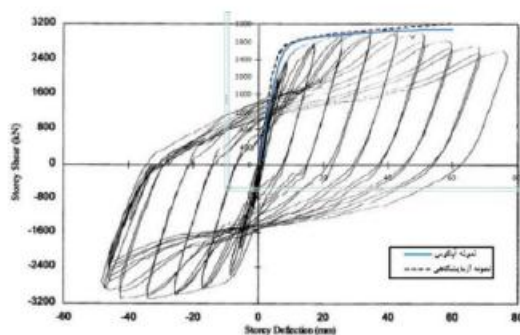
سیستم سازه‌ای	دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی	قاب خمشی
مقاطع تیر	IPE330	IPE330
مقاطع ستون	IPB260	IPB300
ضخامت دیوار برشی	۳ میلی‌متر	صفر

۳- صحت‌سنجی و مدل‌سازی

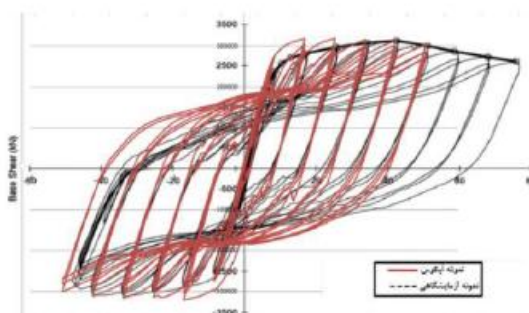
برای اطمینان از انجام استفاده از نرم‌افزار ABAQUS مدل‌های دیوار برشی فولادی درایور و همکاران [۶] در مقیاس یک‌دوم که نشان‌دهنده یک سیستم دوگانه دیوار برشی فولادی و قاب خمشی ویژه است، توسط این نرم‌افزار مدل شده و مورد ارزیابی قرار گرفته است. در مدل‌های انجام شده مشخصات مصالح بکار رفته در قاب و ورق فولادی یکسان و به صورت ایزوتروپیک با رفتار غیرالاستیک سخت شونده می‌باشند و رفتار مصالح در فشار و کشش یکسان هستند. ورق و اعضای مرزی با المان shell که یک المان چهار گرهی دو انتهای است با انتگرال‌گیری کاهش یافته مدل شده که دلیل انتخاب این المان به عنوان المان مرزی را می‌توان اتفاق افتادن کمانش موضعی در المان‌ها دانست. هر گره از المان فوق دارای ۶ درجه آزادی یعنی ۳ درجه آزادی انتقالی و ۳ درجه آزادی دوران می‌باشد. به منظور نزدیک بودن نمونه به مدل واقعی در گره‌های تراز سقف از انتقال خارج از صفحه تیر بالایی جلوگیری شده و به منظور در نظر گرفتن شرایط واقعی تکیه‌گاهی، اتصال اجزای تیر تحتانی به ستون و تکیه‌گاه‌ها به صورت گیردار در نظر گرفته شده است. در مدل آزمایشگاهی درایور و همکاران مدل نرم‌افزاری برای صحت‌سنجی دقت نرم‌افزار تحت دو نوع بارگذاری مختلف یکی بارگذاری شبه استاتیکی چرخه‌ای برای به دست آوردن منحنی هیستریزس نمونه و دیگری با اعمال تغییر مکان یکتا برای به دست آوردن منحنی پوش نمونه انجام پذیرفته است.



شکل ۳: نمایش جزئیات نمونه و مقاطع نمونه آزمایشگاهی درایور و همکاران [۶] و مدل اجزای محدود



شکل ۴: مقایسه منحنی پسماند نمونه آزمایشگاهی درایور و همکاران [۶] و منحنی پهن اور نمونه تحلیلی



شکل ۵: مقایسه منحنی هیستریزس نمونه آزمایشگاهی درایور و همکاران [۶] و نمونه تحلیلی

با دقت در نتایج مدل می‌توان ملاحظه نمود که سختی اولیه مدل اجزاء محدود به میزان بسیار کمی، بیشتر از سختی مدل آزمایشگاهی می‌باشد و از لحاظ بار نهایی مقدار کمی اختلاف وجود دارد که این اختلاف به علت عدم وجود عوامل محیطی می‌باشد که در مطالعات آزمایشگاهی وجود دارند. در مدل آزمایشگاهی ناکامی مکانیکی مربوط به نحوه ایجاد بارگذاری باعث ایجاد پیچش در مرکز تیر بالائی شده، همچنین وجود تنش‌های پسماند در نمونه آزمایشگاهی می‌تواند از مهم‌ترین عوامل ایجاد اختلاف در نتایج مطالعه آزمایشگاهی و مدل اجزاء محدود در ناحیه غیرخطی به شمار آید. نتایج به دست آمده نشان‌دهنده هماهنگی مناسب پاسخ نمونه مدل‌سازی شده در نرم‌افزار و نمونه آزمایشگاهی می‌باشد.

۴- تحلیل ارتعاش آزاد

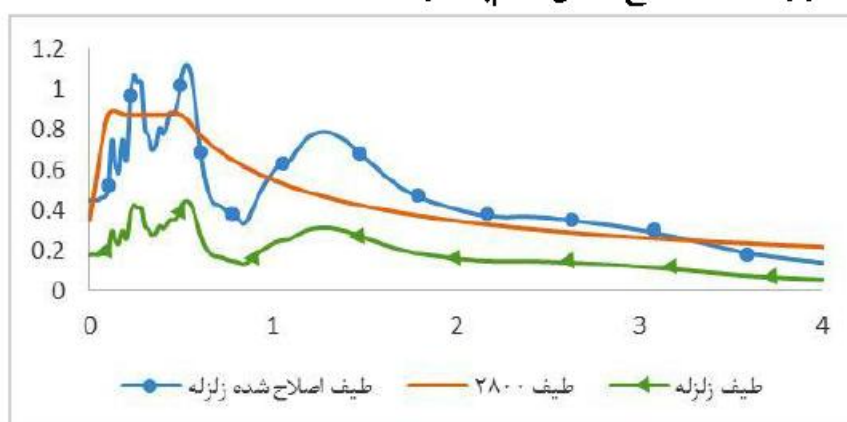
قاب‌ها تحت تحلیل ارتعاش آزاد قرار گرفته و پرورد سه مد اول هر دو سیستم باربر جانبی در جدول شماره ۳ نشان داده شده است. همان‌طور که انتظار می‌رود به دلیل سختی بسیار الاستیک دیوار برشی فولادی سیستم باربر جانبی قاب خمشی دارای پرورد بیشتری نسبت به سیستم قاب - دیوار برشی فولادی است. اختلاف پرورد این دو سیستم به لحاظ انعطاف‌پذیری تفاوت قابل‌توجهی با یکدیگر دارند.

جدول ۳: پرورد مد اول در قاب‌ها

سیستم سازه‌ای	پرورد مد اول	پرورد مد دوم	پرورد مد سوم
قاب - دیوار برشی فولادی	۰/۳۹	۰/۱	۰/۰۶۵
قاب خمشی	۰/۹۶	۰/۳۸	۰/۱۶

۵- انتخاب شتاب‌نگاشت‌های مناسب و هم‌پایه کردن آنها

در این تحقیق از هفت شتاب‌نگاشت جهت انجام آنالیز دینامیکی غیرخطی استفاده گردید، در نتیجه می‌توان مقدار متوسط آنها را برای کنترل تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی در نظر گرفت. شتاب‌نگاشت‌هایی که برای تحلیل دینامیکی غیرخطی انتخاب شده‌اند سعی شده است حتی‌الامکان دارای مشخصات هماهنگی مانند نوع خاک با ساختگاه سازه داشته باشند. شتاب‌نگاشت‌ها دارای بزرگای ۶ الی ۷/۵ ثبت شده بر روی خاک نوع ۲ با فاصله دو از گسل و بدون اثر جهت‌پذیری بوده است. برای آنکه بتوان از شتاب‌نگاشت در تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده نمود، باید طیف این شتاب‌نگاشت تا حد امکان با طیف زلزله هدف سازه همخوانی داشته باشد که در این تحقیق زمین موردنظر از نوع دو مطابق با آیین‌نامه [۲۰]۲۸۰۰ و پهنه با خطر زلزله خیلی زیاد می‌باشد که آن سطح خطر یک نامیده شده است. در واقع قبل از استفاده از شتاب‌نگاشت‌ها باید آنها را مقیاس کرد. در این روش شتاب حداکثر هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها به ۱g مقیاس می‌شود. سپس پاسخ سازه یک درجه آزادی تحت این شتاب‌نگاشت به دست می‌آید و طیف پاسخ زلزله استخراج می‌گردد. مقادیر طیف در بازه تناوبی ۰/۲T تا ۱/۵T قرائت می‌گردد. از طرف دیگر مقادیر طیف هدف (طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰) نیز قرائت می‌گردد سپس نسبت این مقادیر محاسبه می‌گردد و از این نسبت‌ها میانگین گرفته می‌شود. این میانگین به عنوان ضریب اصلاح استفاده می‌شود و این ضریب اصلاح در شتاب‌نگاشت موردنظر ضرب می‌شود و شتاب‌نگاشت اصلاح شده به دست می‌آید که در این مطالعه برای نمونه در شکل ۶ طیف اصلاح‌شده زلزله Cape Mendocino برای قاب خمشی فولادی نشان داده شده است. در ادامه به جهت بررسی مقاومت و عملکرد لرزه‌ای در سطح خطر، دو طیف به همان شیوه بالا ۱/۵ برابر گردیده و به سازه‌های موردنظر اعمال شده و با هم مقایسه شده‌اند [۲۳]. شتاب‌نگاشت‌ها و مشخصات مربوط به آنها و نتایج حاصل از هم‌پایه کردن آنها در جدول ۴ آمده است.



شکل ۶: نمونه طیف ۲۸۰۰ و زلزله Cape Mendocino در سیستم قاب خمشی

جدول ۴: خصوصیات و ویژگی‌های شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

شماره	رکورد	ایستگاه	حداکثر شتاب (g)	قاب خمشی		دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی		فاصله از گسل (کیلومتر)
				حداکثر شتاب اصلاح‌شده سطح خطر یک (g)	حداکثر شتاب اصلاح‌شده سطح خطر دو (g)	حداکثر شتاب اصلاح‌شده سطح خطر یک (g)	حداکثر شتاب اصلاح‌شده سطح خطر دو (g)	
۱	Cape Mendocino	Myrtle & West	۰/۱۷۸	۰/۴۱	۰/۶۷	۰/۵۲	۰/۸۹	۴۴/۶
۲	Landers	23559 Barstow	۰/۱۳۵	۰/۴۷	۰/۷۱	۰/۵۲	۰/۸۸	۳۶/۱
۳	Loma Prieta	Fremont - Mission San Jose	۰/۱۲۱	۰/۴۱	۰/۶۲	۰/۴۲	۰/۷۳	۴۳
۴	Morgan Hill	Corralitos	۰/۱۰۹	۰/۴۶	۰/۶۸	۰/۴۰	۰/۵۹	۲۲/۷
۵	Northridge	Baldwin Hills	۰/۱۶۸	۰/۴۵	۰/۶۷	۰/۳۸	۰/۵۷	۳۱/۳
۶	San Fernando	Pasadena - CIT Athenacum	۰/۱۱	۰/۴۲	۰/۶۲	۰/۴۰	۰/۶۱	۳۱/۷
۷	Kern County	Santa Barbara	۰/۱۲۷	۰/۴۱	۰/۶۲	۰/۵۸	۰/۸۶	۸۷

۶- روش تحلیل

روش تحلیل مورد استفاده در این تحقیق تحلیل دینامیکی غیرارتجاعی می‌باشد. بدین منظور معادله حرکت دینامیکی به صورت جزئی به شکل زیر نوشته می‌شود.

$$[M]\{\delta\ddot{U}\} + [C]\{\delta\dot{U}\} + [K]_e\{\delta U\} = -[M]\{\delta\ddot{U}_g\} \quad (1)$$

در معادله فوق $[M]$ ماتریس جرمی، $[C]$ ماتریس میرایی، $[K]_e$ ماتریس سختی مماسی و U بردار جابجایی نسبت به زمین و \ddot{U}_g نیز تغییرات زمانی نیروهای جانبی (زلزله) را نشان می‌دهد.

ماتریس سختی مماسی $[K]_e$ در هر لحظه از زمان می‌تواند تغییر کند که با توجه به اینکه المان‌های سازه‌ای وارد مرحله غیرارتجاعی می‌شوند اصلاح می‌شود. منحنی رفتاری تنش کرنش مصالح فولاد نمونه‌ها مطابق شکل ۷ از منحنی سه خطی تشکیل شده است که شیب قسمت اول نمودار یعنی مدول الاستیسیته فولاد برابر $210 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ و تنش تسلیم نیز 2400 kg/cm^2 و ضریب پواسون 0.3 لحاظ شده است.

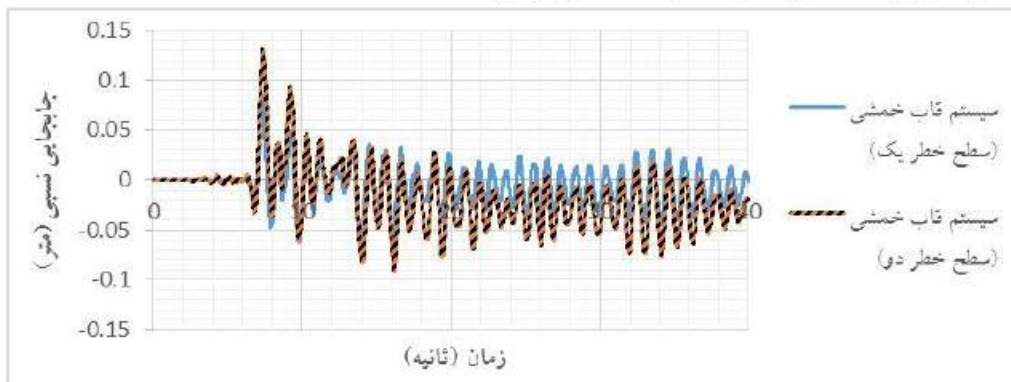


شکل ۷: منحنی رفتاری فولاد مورد استفاده

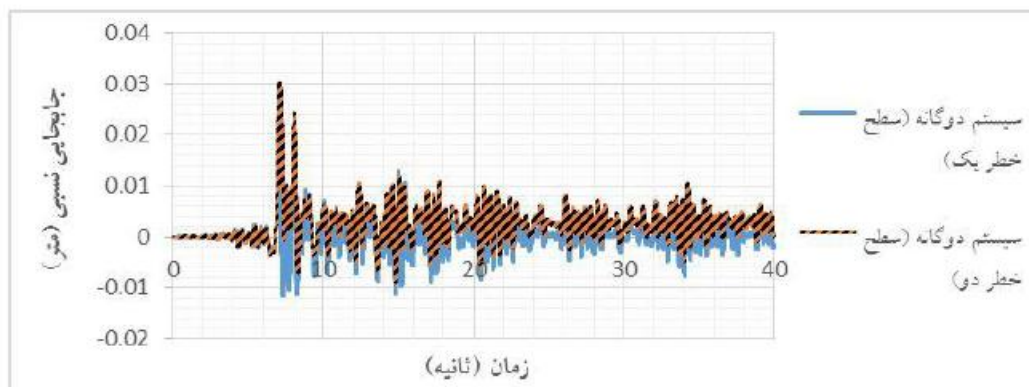
۷- نتایج تحلیل

دو سیستم قاب خمشی و سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی به روش دینامیکی غیرخطی با استفاده از ۷ شتاب‌نگاشت یاد شده

به کمک روش انتگرال‌گیری مستقیم تحلیل گشته و مورد ارزیابی قرار گرفته است. به‌عنوان نمونه، تاریخچه زمانی جابجایی بام مربوط به دو سیستم موردنظر برای شتاب‌نگاشت Kern County در شکل ۸ و ۹ نشان داده شده است. همان‌طور که از نتایج آنالیز پیداست سیستم قاب خمشی در هر دو سطح خطر وارد فاز غیرالاستیک شده که منجر به جابجایی ماندگار می‌شود. سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی در مقایسه با قاب خمشی فولادی به دلیل وجود صفحات برشی حتی با ضخامت ناچیز رفتار بسیار سختی را از خود نشان می‌دهد. با توجه به اعمال دو سطح خطر رفتار سیستم دوگانه به‌شدت به شتاب‌نگاشت مربوط می‌باشد و در سطح خطر دو دارای رفتاری غیرخطی می‌باشد. در آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ویرایش سوم مقرر گردیده است که در تعیین تغییرمکان جانبی نسبی طبقات لازم است جابجایی در محل مرکز جرم طبقات ملاک عمل قرار گیرد. به‌عبارتی دیگر تغییرمکان نسبی هر طبقه عبارت است از جابجایی کل مرکز جرم آن طبقه نسبت به جابجایی کل مرکز جرم طبقه تحتانی آن؛ که باید برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی کمتر از 0.7 ثانیه، کوچک‌تر از 0.25 ارتفاع طبقه که برابر 8.7 سانتی‌متر است و برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی بیشتر از 0.7 ثانیه، کوچک‌تر از 0.2 ارتفاع طبقه که برابر 7 سانتی‌متر است، باشد. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود سیستم قاب خمشی فولادی برای شتاب‌نگاشت Kern County در هر دو سطح از مقادیر حداکثر تغییرمکان نسبی بیشتر می‌باشد اما سیستم دوگانه قاب خمشی دیوار برشی فولادی در هر دو سطح هنوز به عدد ماکزیمم تغییرمکان حداکثر مجاز آیین‌نامه ۲۸۰۰ نرسیده است. همان‌طور که در جدول ۵ مشاهده می‌شود مقادیر حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات برای ۷ شتاب‌نگاشت وارد آورده شده است. مقادیر موجود برای سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی در هر دو سطح تقریباً از مقدار حداکثر مجاز کمتر بوده ولی سیستم قاب خمشی از مقدار ماکزیمم مجاز تجاوز کرده است. همان‌طور که در جدول مشاهده می‌شود تغییرمکان‌های جانبی به‌شدت وابسته به شتاب‌نگاشت موجود بوده است.



شکل ۸: تاریخچه زمانی حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی قاب با سیستم قاب خمشی فولادی تحت شتاب‌نگاشت Kern County

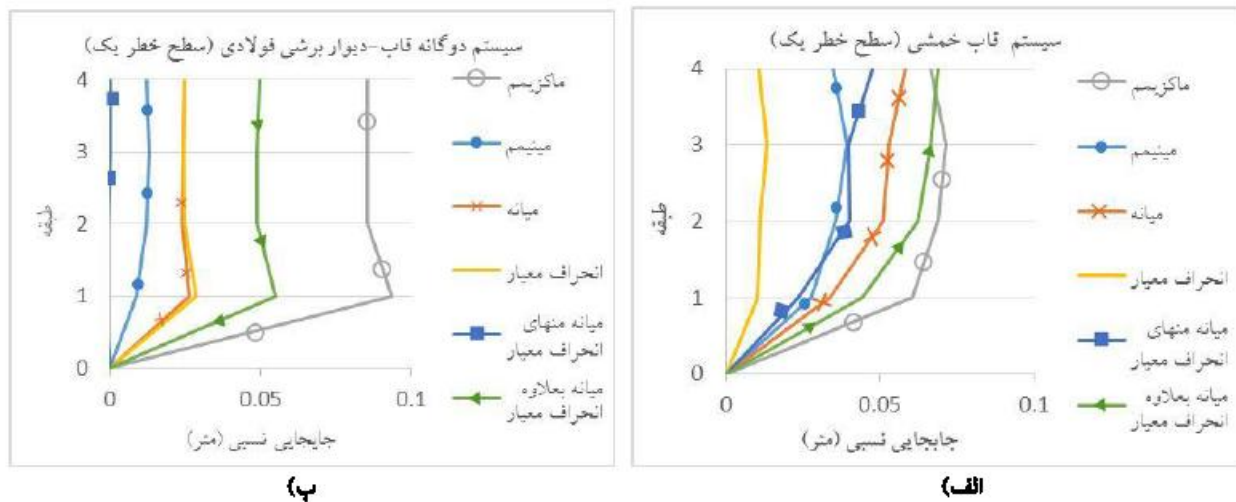


شکل ۹: تاریخچه زمانی حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی قاب با سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی تحت شتاب‌نگاشت Kern County

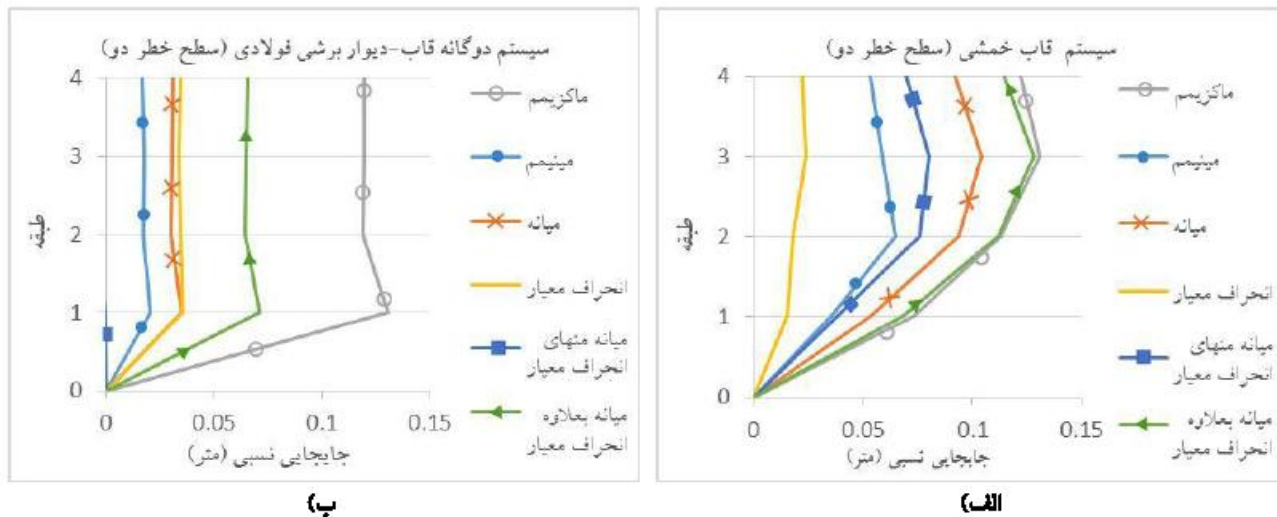
جدول ۵: میزان حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی (متر) دو سیستم تحت دو سطح خطر یک و دو

شماره	رکورد	سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی		سیستم قاب خمشی	
		سطح خطر یک	سطح خطر دو	سطح خطر یک	سطح خطر دو
۱	Cape Mendocino	۰/۰۱۷	۰/۰۳۵	۰/۰۷۱	۰/۱۱۸
۲	Landers	۰/۰۱۳	۰/۰۲۰۵	۰/۰۶۸	۰/۱۰۷
۳	Loma Prieta	۰/۰۵۵	۰/۰۷۷	۰/۰۳۹	۰/۰۶۴
۴	Morgan Hill	۰/۰۲۶	۰/۰۲۳	۰/۰۴	۰/۰۷۸
۵	Northridge	۰/۰۴	۰/۰۶۱	۰/۰۵۲	۰/۰۷۵
۶	San Fernando	۰/۰۹	۰/۱۳	۰/۰۷	۰/۱۰۴
۷	Kern County	۰/۰۱۳	۰/۰۳۰۱	۰/۰۸۴	۰/۱۳
۸	میانگین	۰/۰۳۶	۰/۰۵۵	۰/۰۶	۰/۰۹۶

همچنین به منظور پراکنندگی پاسخ قاب‌ها، برای دو سیستم قاب خمشی و سیستم دوگانه قاب به همراه دیوار برشی فولادی چهار طبقه مقادیر حداکثر، حداقل، میانگین، میانگین به علاوه انحراف معیار و میانگین منهای انحراف معیار جابجایی نسبی طبقات تحت اثر هفت شتاب‌نگاشت مورد مطالعه در دو سطح تعریف شده به دست آمده و مقادیر آن در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ نشان داده شده است.



شکل ۱۰: میزان پراکنندگی پاسخ قاب‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌ها در سطح خطر یک. الف) سیستم قاب خمشی فولادی، ب) سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی



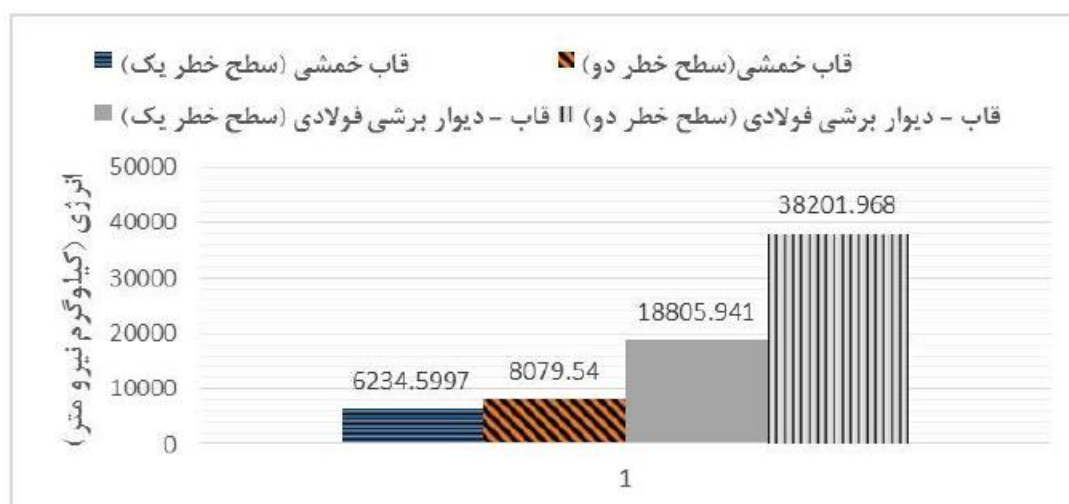
شکل ۱۱: میزان پراکنگی پاسخ قاب‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌ها در سطح خطر دو

(الف) سیستم قاب خمشی فولادی (ب) سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی

همان‌طور که مشاهده می‌شود سطح خطر دو در سیستم قاب خمشی فولادی با افزایش حدود ۶۸ درصدی تغییر مکان‌ها همراه بوده که این مقدار در سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی کمتر و تقریباً برابر ۵۰ درصد بوده است. به دلیل تفاوت در پرورد طبیعی دو سیستم دوگانه قاب- دیوار برشی و سیستم قاب خمشی و همچنین تفاوت در رکوردهای اعمالی به دلیل ضریب اصلاحی متفاوت که ناشی از تفاوت در پرورد طبیعی این دو سیستم می‌باشد، در برخی از زلزله‌ها ماکزیمم جابجایی نسبی طبقات روندی متفاوت از حالت مورد انتظار است اما میانه پاسخ‌ها روند مورد انتظار را طی نموده است. ماکزیمم تغییر مکان و پراکنندگی پاسخ در سیستم قاب خمشی فولادی را می‌توان در طبقات بالا مشاهده کرد اما در سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی بیشترین جذب انرژی از طریق تسلیم شدن صفحه دیوار انجام می‌شود که طبقه اول سهم بیشتری به خود اختصاص می‌دهد که می‌تواند تغییر مکان بیشتری را در این طبقه به دلیل تسلیم شدن آن به همراه داشته باشد که این یافته مشابه نتایج تحقیقات انجام شده می‌باشد [۱۰]. اما به‌طور کلی می‌توان نتیجه گرفت که مقادیر پاسخ در هر دو سیستم سازه‌ای شدیداً وابسته به نوع رکورد زلزله می‌باشد. از این رو لازم است در نحوه نوع انتخاب رکوردها به نحوی که متناسب با شرایط ساختمانی باشد و همچنین تعداد آنها نهایت دقت را لحاظ کرد.

انرژی ورودی به یک سازه تحت زلزله تابعی از زمان است و برای مقایسه عملکرد سیستم‌های مختلف در زلزله می‌توان انرژی ورودی در هر گام زمانی و یا انرژی ورودی تجمعی سیستم‌ها را با هم مقایسه کرد. برترو و یوانگ (Bertro and Uang) را می‌توان از جمله افراد پیشرو در مورد روش انرژی دانست [۲۴]، آنها انرژی ورودی را به‌عنوان یک پارامتر اعتماد و خوش آتیه برای تعریف پتانسیل خرابی سازه‌ها معرفی نمودند. عملکرد سیستم‌ها نسبت به انرژی ورودی در هر گام زمانی به دلیل رفتار غیرخطی سیستم، متغیر بودن ماهیت فرکانسی زلزله در هر لحظه و همچنین تغییر زمان تناوب سیستم‌ها در حین زلزله، متفاوت است و از طرفی انرژی ورودی تجمعی از مفهوم بیشتری در طراحی سازه‌ها و مهندسی زلزله برخوردار است. از این رو در ادامه از انرژی ورودی تجمعی حداکثر که از مجموع انرژی کرنشی بعلاوه انرژی جنبشی بعلاوه انرژی تلف شده توسط تأثیرات ویسکوز و اصطکاک منهای کار خارجی به دست می‌آید به دو سیستم در دو سطح عملکرد برای ارزیابی رفتاری آنها استفاده شده است. در شکل ۱۲ انرژی ورودی به قاب‌های دو سیستم تحت اثر نمونه شتاب‌نگاشت Landers در دو سطح خطر آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود انرژی ورودی به سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی در سطح خطر دو تقریباً ۲ برابر انرژی سطح خطر یک در سیستم است ولی این مقدار در سیستم قاب خمشی به

۰/۷۷ تقلیل یافته است که به دلیل از کار افتادن این سیستم در نواحی سطح خطر یک می‌باشد. همان‌طور که مشاهده می‌شود دو سیستم تفاوت بسیار زیادی در انرژی ورودی دارند که این اختلاف در سطح خطر دو بیشتر می‌باشد. علت اصلی این اختلاف انرژی ورودی به قاب با سیستم قاب خمشی مکانیسم رفتار دینامیکی غیرخطی سیستم می‌باشد.



شکل ۱۲: انرژی ورودی به دو سیستم قاب خمشی و سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی تحت دو سطح خطر یک و دو

۸- نتیجه گیری

در مقاله حاضر قاب ۴ طبقه سه دهانه با دو سیستم قاب خمشی و سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی طراحی گشته و تحت اثر هفت شتاب‌نگاشت زلزله قرار گرفته و با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود تحلیل شده است. با توجه به نمودارها و جداول ارائه شده نتایج زیر به دست آمده است:

- ۱- مقادیر پاسخ در هر دو سیستم سازه‌ای به شدت وابسته به نوع رکورد زلزله می‌باشد، از این‌رو لازم است در انتخاب رکوردها و نحوه متناسب کردن با شرایط ساختمانی و همچنین تعداد آنها دقت صورت گیرد.
 - ۲- از مقایسه دو سیستم قاب خمشی و سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی تحت اثر شتاب‌نگاشت در سطح خطر یک که بیانگر طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ است مشاهده می‌شود که سیستم قاب خمشی در این سطح، از حالت الاستیک خارج گردیده اما سیستم دوگانه در سطح خطر یک هنوز در بعضی از شتاب‌نگاشت‌ها از حالت الاستیک خارج نگردیده و مقدار جابجایی حداکثر طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ را رعایت کرده است.
 - ۳- در سطح خطر دو ماکزیمم جابجایی نسبی طبقات در سیستم قاب خمشی فولادی نسبت به سطح خطر یک ۱/۶ برابر شده که این مقدار در سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی به ۱/۵ رسیده است که خود نشان‌دهنده مزیت استفاده این سیستم در ساختمان‌های بلند می‌باشد.
 - ۴- تمرکز تغییر مکان و خسارت در سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی در طبقات پایین می‌باشد اما در سیستم قاب خمشی در طبقات بالا مشاهده می‌شود.
- سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی سیستم مناسبی جهت جذب انرژی ورودی بسیار بالا است که تمام ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ را ارضا کرده است.

۹- مراجع

- [1] Takasahi, Y. Takemoto, T. Tagaki, M.; "Experimental study on thin steel shear walls and particular bracing under alternative horizontal load Preliminary Report"; In: IABSE. symp. On resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads, 1973.
- [2] Wagner, H.; "Flat sheet metal girder with very thin metal web"; Report of National Advisory Committee for Aeronautics, pp. 524-558, 1931.
- [3] Basler, K.; "Strength of Plate Girders in Shear"; Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 87, No. 7, pp. 150-180, 1961.
- [4] Tromposch, E.W. and Kulak, G.L.; "Cyclic and static behavior of thin panel steel plate shear walls"; Univ. of Alberta, Dep. Civ. Eng., Struct. Eng. Rep. n 145 April 1987, 158p.
- [5] Elgaaly, M. and Caccese, V.; "Post-buckling behavior of steel-plate shear walls under cyclic loads"; Journal of Structural Engineering (ASCE), 119, No. 2, 1993, pp. 588-605.
- [6] Driver, R.G.; Kulak, G.L.; Kennedy, D.J.L. and Elwi, A.E.; "Seismic Behaviour of Steel Plate Shear Walls"; Structural Engineering Report No. 215, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, 1997.
- [7] Rezai, M.; "Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls by Shake Table Testing"; Ph.D. Dissertation, University of British Columbia, Vancouver, British Columbia, Canada, 1999.
- [8] Adam S. Lubell, Helmut G. L. Prion, Carlos E. Ventura, Member, ASCE. and Mahmoud Rezai.; "Unstiffened Steel Plate Shear Wall Performance under Cyclic Loading"; J. Struct. Eng. 126, pages 453-460, 2000.
- [9] Kharrazi, M. H. K.; "Analytical Method for Analysis and Design of Steel Plate Walls"; Report to Steel Structures Education Foundation (CISC), Department of Civil Engineering, The University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada, 2005.
- [10] Sabouri-Ghomi, S. and Gholhaki, M.; "Cyclic tests on two specimens of three-story ductile steel plate shear wall"; Report of Tests, Building and Housing Research Center (BHRC), 167 pages, 2006.
- [11] Sabouri-Ghomi, S. Gholhaki, M.; "Experimental Study of Two Three-Story Ductile Steel Plate Shear Walls"; Journal Amirkabir, no. 19, pages 29-42, 2008.
- [12] Sabelli, Rafael Bruneau, Michel Driver Robert, G.; "Steel Plate Shear Walls in the Upcoming 2010 AISC Seismic Provisions and 2009 Canadian Standard S16"; Journal of Structural Engineering (ASCE), 2008.
- [13] American Institute of Steel Construction, AISC 341-10 an American National Standard, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings dated June 22, 2010.
- [14] Topkaya, Cem. Ozan Kurban, Can.; "Natural periods of steel plate shear wall systems"; Journal of Constructional Steel Research 65, pages 542-551, 2009.
- [15] قدرتی امیری، غ.، میرمیران، ب.؛ «روش‌های مدل‌سازی بهینه دیوارهای برشی فولادی»؛ مجله مهندسی عمران شریف، دوره ۲-۲۷، شماره ۱، صفحه ۱۳۳ تا ۱۳۸، زمستان ۱۳۹۰.
- [16] Bhowmick, A. Grondin, G. & Driver, R.; "Estimating fundamental periods of steel plate shear walls"; Engineering Structures, 33(6), pages 1883-1893, 2011.
- [17] Ricky Chan. Faris Albermani and Kitiporchai, S.; "Stiffness and Strength of Perforated Steel Plate Shear Wall"; Journal of Procedia Engineering, 2011.
- [18] Jian-Guo Nie, Li Zhu, Jian-Sheng Fan, Yi-Lung Mo.; "Lateral resistance capacity of stiffened steel plate shear walls"; Journal of Thin-Walled structures, 2013.
- [19] Wang, M. Yang, W. Shi, Y. Xu, J.; "Seismic behaviors of steel plate shear wall structures with construction details and materials"; Journal of Constructional Steel Research 107, pages 194-210, 2015.
- [20] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم)، تهران، مؤلف، ۱۳۸۴.
- [21] American Institute of Steel Construction, ANSI/AISC 360-10 an American National Standard, Specification for Structural Steel Buildings dated March 9, 2005.
- [22] American Institute of Steel Construction, Design Guide 20: Steel Plate Shear Walls.
- [23] Hamburger, R.O.; "A Framework for Performance Based Earthquake Resistant Design"; NISEE: National Information Service for Earthquake Engineering, 1997.
- [24] Bertero, V.V. Uang, C.M.; "Use of Energy as a Design criterion in Earthquake Resistant Design"; UCB/BERC-88/18. University of California. Berkeley, 1988.