

ارزیابی پارامترهای نیاز لرزه‌ای ساختمان‌های بلند با اسکلت قاب خمشی محیطی دارای پیکربندی المان‌های بزرگ زیپر خمشی - محوری

محبوبه ابوطالبی^۱، افشین مشکوه‌الدینی^{۲*}، جعفر کیوانی قمصری^۳

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران گرایش سازه، دانشگاه خوارزمی، تهران

۲- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران

۳- دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۴۹۱۱-۱۵۷۱۹، meshkat@khu.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۹/۰۵، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۰۲/۱۰)

چکیده

سازمان این پژوهش دربرگیرنده نگرش تحلیلی بر موضوع بهبود عملکرد لرزه‌ای اسکلت مقاوم قاب محیطی خمشی است. در این خصوص، کاربرد پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس در اسکلت مقاوم سازه بررسی می‌شود. تعبیه یک پیکربندی مشخص از این المان‌ها فقط در طبقات پایینی سازه، می‌تواند تأثیرات مناسب در کاهش دامنه پارامترهای پاسخ دینامیکی سازه ترکیبی قاب خمشی محیطی داشته باشد. دامنه عملکرد مناسب‌تر اسکلت ترکیبی فوق به صورت روند کاهشی برای دو پارامتر تغییرمکان نسبی جانبی (دریفت) و دریفت ماندگار طبقات، ایجاد روند نزولی برای تغییرات شتاب مطلق و سرعت نسبی طبقات و نیز کاهش دوران غیرخطی چشمه‌های اتصال (پانل زون‌ها) ملاحظه می‌شود. سازه‌های مطالعاتی در سه مدل ۳۰ طبقه با اسکلت مقاوم قاب خمشی محیطی و دو ساختار دارای پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس، انتخاب و طراحی شدند. بارگذاری جانبی سازه‌های مطالعاتی جهت انجام مجموعه تحلیل‌های غیرخطی نیز بر اساس انتخاب پنج رکورد نیرومند زلزله صورت گرفته است. وجود پالس‌های پرانرژی و اسپایک‌های پردامنه شتاب همراه با پالس ترکیبی سرعت در تاریخچه زمانی رکوردهای پر قدرت انتخابی، مشخصه بارز جنبش هجومی زمین در حوزه نزدیک گسل می‌باشد. طراحی اسکلت مقاوم سازه‌های انتخابی بر اساس مباحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان و نیز استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) انجام شده است. ارزیابی نتایج این پژوهش بیان‌گر آن است که وجود پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس در طبقات تحتانی، سبب ایجاد مکانیزم رفتاری یکپارچه و پیوستگی عملکرد لرزه‌ای برای اسکلت مقاوم ساختمان بلند می‌شود. حفظ مشخصات رفتار پایدار دینامیکی سازه به‌ویژه در بازه زمانی پالس بزرگ سرعت، همراه با کاهش پارامتر دریفت، مشخصه مهم کاربرد این‌گونه زیرسازه‌ها در اسکلت مقاوم ساختمان‌های بلند است.

واژگان کلیدی

قاب خمشی محیطی، المان زیپر بزرگ مقیاس، زیرسازه، پاسخ غیرخطی، رکورد حوزه نزدیک، پالس سرعت

Evaluation of Seismic Demand Parameters of Tall Framed Tube Skeletons with Large Scale Zipper Elements

M. Aboutaleb, A. Meshkat-Dini, J. Keyvani-Ghamsari

Abstract

This study includes an analytical approach to the issue of improving the seismic performance of frame tube resistant skeletons. In this regard, the utilization of large-scale zipper elements in the structural resisting skeleton is investigated. The results have shown that placement and collocation of configuration of large-scale zipper elements only at lower stories of the structure, has acceptable effects on limitation of nonlinear response parameters. The more considerable representations are respectively the reduction of both interstory and permanent drift values, the existence of a downward trend in absolute acceleration and relative velocity of stories, and the reduction of non-linear rotation of panel zones. These notifications can produce better seismic performance for a tall hybrid framed tube structure. Three 30-story studied structures comprising of a framed tube skeleton and two configurations of large-scale zipper elements were selected and designed. Several nonlinear time history analyses subjected to dynamic lateral loading caused by the ensemble of five selected earthquake records were performed to do the numerical assessment on the aimed response parameters. The presence of high-energy velocity pulses along with intensive acceleration spikes were considered to select the powerful nearfield ground motions containing directivity effects. Evaluation of the results has indicated that the presence of configuration of large-scale zipper elements in the lower parts of the high-rise resistant skeleton can lead to an integrated behavior mechanism as well as distinct continuity in the seismic performance of the structure. Moreover, maintaining the stable structural dynamic behavior particularly in the time domain of large velocity pulse along with reducing the drift parameter are of the most important characteristics of such substructures which used in the resistant skeleton of tall buildings.

Keywords

Framed tube, Large scale zipper element, Nonlinear response, Nearfield record, Velocity pulse

سازه قاب خمشی محیطی^۱ یک پیکره مقاوم سه بعدی است که با اتصال پیوسته میان چهار ساختار صفحه‌ای قاب‌های صلب تشکیل شده است. عملکرد این سیستم سازه‌ای از سختی المان‌های تیر عمیق و ستون‌های عریض، تاثیر می‌پذیرد. ویژگی هندسی خاص این ساختار سازه‌ای، فاصله ۲ تا ۳ متر میان المان‌های ستون عریض است که در محیط پلان قرار گرفته‌اند [۱]. این پیکربندی نیز ایجادکننده یک ساختار بزرگ لوله‌ای صلب است و افزایش پارامتر اینرسی مقطع معادل را نسبت به چهار صفحه قابی صلب در پی دارد. همچنین کارایی سازه‌ای و مشخصات رفتاری سازه قاب خمشی محیطی نیز وابسته به عملکرد اتصالات صلب و پانل زون‌های تشکیل شده در محل پیوستگی تیرهای عمیق و ستون‌های عریض است. بارهای جانبی توسط دیافراگم‌های صلب کف (تاوهای طبقات) به قاب های خمشی پیرامونی پلان منتقل می‌شود. همچنین بارگذاری وزنی نیز توسط شبکه ترکیبی قاب‌های داخلی با اتصالات مفصل و صفحات قاب صلب پیرامونی با اتصالات خمشی تحمل می‌گردد [۲]. این اسکلت مقاوم برای ساختمان‌های بلند تا ۵۰ طبقه مناسب است. نکته دیگر آن که یک حوزه تمرکز شدید تنش محوری برای المان‌های ستون گوشه‌ای پلان این اسکلت مقاوم وجود دارد. اندرکنش میان دو قاب خمشی با پیکره صفحه‌ای که عمل بال^۲ لوله معادل را انجام می‌دهند، با دو قاب خمشی دیگر که تشکیل‌دهنده بخش‌های جان^۳ می‌باشند، سبب بروز اثرات مذکور خواهد شد. بدین ترتیب، ستون‌های عریض قرار گرفته در وسط یال پلان، نسبت به ستون‌های گوشه تحت تنش محوری کمتری قرار می‌گیرند. این پدیده لنگی برش^۴ نام دارد و بر اثر آن از تمام ظرفیت محوری ستون‌های عریض محیطی پلان سازه، استفاده نخواهد شد. نمود مهندسی روش‌های حذف و یا کاهش هر چه بیشتر اثرات لنگی برش، در ایده طراحی قاب خمشی محیطی دسته شده^۵ و نیز قاب صلب لوله‌ای چندگانه قرار دارد. این دو ساختار سازه‌ای نیز به صورت منفرد و یا ترکیب شده با هسته برشی مرکزی، طراحی می‌شوند [۳].

مبنای طراحی و معیارسازی اسکلت مقاوم مدل مطالعاتی در این تحقیق، به صورت تعبیه یک پیکربندی متشکل از المان‌های زیبر بزرگ مقیاس است. وجود این زیرسازه^۶ ترکیب یافته از المان‌های مورب پوشش‌دهنده پانل‌های قاب صلب در پیرامون پلان، بویژه تحت اثر بارگذاری‌های دینامیکی شدید ناشی از زلزله‌های بزرگ می‌تواند سبب بهبود نسبی عملکرد لرزه‌ای سازه

گردد. مشخصات رفتاری اسکلت مقاوم یک ساختمان تحت اثر بارگذاری زلزله بستگی مستقیم به عوامل متعددی همانند هندسه و پیکربندی، پارامترهای سختی، مقاومت، شکل پذیری، شرایط ساختگاه، ویژگی‌های طیفی زمین لرزه‌ها دارد [۴-۶].

تغییر مکان نسبی بین دو تراز کف متوالی (دریافت) که نسبت به ارتفاع طبقه نرمال شده (دریافت جانبی)، یک پارامتر اصلی عملکرد لرزه‌ای می‌باشد. ارتباط مفهومی نزدیک میان پارامتر دریافت و تقاضای شکل‌پذیری هر طبقه وجود دارد [۷]. همچنین ملاحظه شده که بیشترین نیاز دریافت در طبقات بالاتر از تراز، $z=0.5H$ به ویژه در ساختمان‌های بلند مرتبه اتفاق می‌افتد. نکته دیگر این موضوع از دیدگاه نزدیکی نسبت T_1/T_p با توضیح آنکه T_1 پریود مود اول سازه و T_p پریود مشخصه پالس سرعت زمین است، مطرح می‌گردد. مسئله وجود پالس‌های بلند مدت سرعت با پارامتر T_p در حدود پریود ارتعاشات طبیعی ساختمان‌های بلند مرتبه، سبب وقوع دامنه غیرخطی بزرگ برای دوران اتصالات و تشکیل حوزه‌های پلاستیک خواهد شد. شکل‌گیری و گسترش این فرایند نیز با مسئله انتشار امواج زلزله در اسکلت مقاوم سازه و ایجاد یک اندرکنش شدید میان برآیندهای نیرویی المان‌های اصلی، ارتباط مستقیم دارد [۸].

توصیف درست و دقیق مشخصات پاسخ دینامیکی غیرخطی سازه‌ها بر اساس روش دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی استوار است [۹]. نکته دیگر آنکه بارگذاری جانبی ناشی از زلزله‌ها دارای ماهیت تصادفی است و کاربرد بارهای معادل استاتیکی جهت تعریف نیروهای دینامیکی زلزله نمی‌تواند رفتار واقعی سازه‌ها را به درستی بیان نماید. بدین ترتیب، نمی‌توان بدرستی تاثیرات واقعی پدیده تشدید، نیروهای اینرسی و میرایی را لحاظ نمود. یک فرایند تحلیل دقیق سازه بایستی امکان مدلسازی عوامل غیرخطی از قبیل تسلیم مصالح، تغییرشکل‌های بزرگ و کمانش را داشته باشد. همچنین روند مذکور باید قابلیت تعریف و برآورد درجه مشخصی از دامنه رفتار غیرخطی اسکلت مقاوم سازه و پلاستیک شدن موضعی المان‌ها را نیز لحاظ نماید. توصیف مفهوم سطوح عملکرد لرزه‌ای نیز بر همین اساس صورت می‌پذیرد.

تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی غیرخطی، بهترین روش موجود برای پیش‌بینی پاسخ سازه در هر سطح شدتی از زمین لرزه است. افزون بر مطلب فوق، روش تحلیل دینامیکی فزاینده^۷ نیز شکل تعمیم‌یافته فرآیند مذکور بر اساس تعریف شدت فزاینده زلزله است. جنبه‌های مختلف روش تحلیل دینامیکی غیرخطی مانند معیارهای پذیرش، تقسیم المان‌ها و ساختارسازی



فرایند مستهلک شدن انرژی توسط میرایی ویسکوز بایستی بصورت مناسب تعریف شده و قابلیت به تصویر کشیدن مشخصه‌های رفتاری مختلف در مدل‌های غیرخطی را داشته باشد. چگونگی توصیف دو اثر کاهش پارامتر سختی^۸ و زوال پارامتر مقاومت^۹، معیارهای مهم روش تحلیل دینامیکی غیرخطی هستند. فرض پایه آن است که روش مذکور قابلیت شبیه‌سازی هم زمان اثرات تمامی مودهای ارتعاشی را در توصیف رفتار لرزه‌ای سازه، از حوزه خطی تا شروع اثرات غیرخطی موضعی و سپس رسیدن به فروریزش کلی دارد. تعریف بارگذاری سازه نیز در شکل ترکیبات دینامیکی و یا نیروهای ناشی از زلزله با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های اصلاح شده صورت می‌گیرد [۱۰].

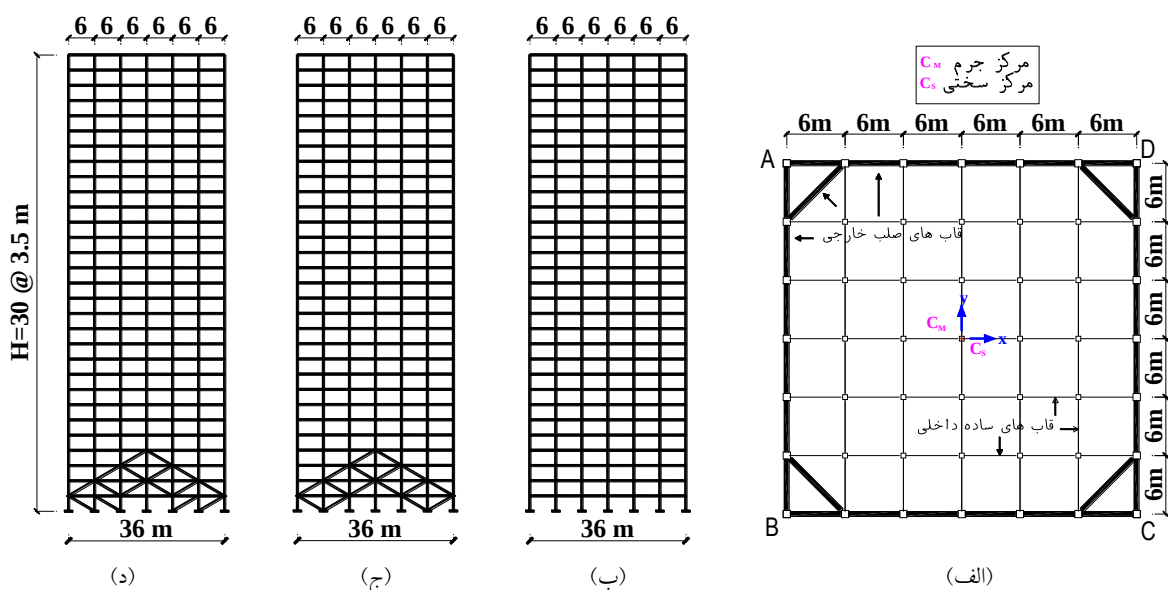
رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک که حاوی مشخصات فرایند جهت‌داری پیش‌رو^{۱۰} نیز هستند، تاثیرات بزرگ و ویران‌گری را بر روی اسکلت مقاوم سازه‌ها دارند. نمود مشخص پدیده جهت‌داری و فرایند شکست پیش‌رونده گسل، هنگامی اتفاق می‌افتد که راستای انتشار امواج برشی زلزله در جهت لغزش صفحه گسیختگی گسل بوده و به سمت ساختگاه باشد. اندازه و دامنه عددی مشخصات طیفی مربوط به مولفه افقی یک رکورد زلزله در راستای عمود بر شکست گسل (مولفه TR) نسبت به مولفه افقی موازی راستای مذکور (مولفه LN)، به مراتب بیشتر است. همچنین از ویژگی‌های بارز فرایند جهت‌داری پیش‌رو، وجود پالس‌های دامنه بزرگ و بلند مدت در تاریخچه زمانی سرعت و تغییر مکان زمین می‌باشد [۱۱] و [۱۲]. در اثر وجود چنین پالس‌هایی، انرژی زیادی در قالب حرکات ضربه‌ای زمین در یک بازه زمانی به نسبت کوتاه (متناظر با پالس سرعت) به سازه القاء می‌شود [۱۳ و ۱۴]. بدین ترتیب هر ساختار سازه‌ای بایستی بتواند در چندین سیکل ارتعاشات شدید رفت و برگشتی، این حجم بزرگ انرژی جنبشی را مستهلک نماید [۱۵ و ۱۶]. بر پایه نتایج مطالعات، نتیجه چنین رفتار لرزه‌ای پدیدار شدن و گسترش سریع مفاصل غیرخطی در سیستم باربر جانبی سازه و وارد شدن رفتار اعضای اصلی به حوزه پدیده غیرخطی می‌باشد [۱۷].

این پژوهش، شامل یک ارزیابی تحلیلی بر روی پارامترهای مشخصه رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بلند مرتبه دارای اسکلت مقاوم ترکیبی قاب خمشی محیطی همراه با المان‌های زیر بزرگ مقیاس است. یک نگرش مطالعاتی بر روی چگونگی و روند تعدیل یافته پارامترهای نیاز تغییر مکان نسبی جانبی (دریخت)، سرعت نسبی، شتاب مطلق، تغییر مکان جانبی ماندگار طبقات و صورت پذیرفته است. سازه‌های مطالعاتی با اسکلت پایه قاب

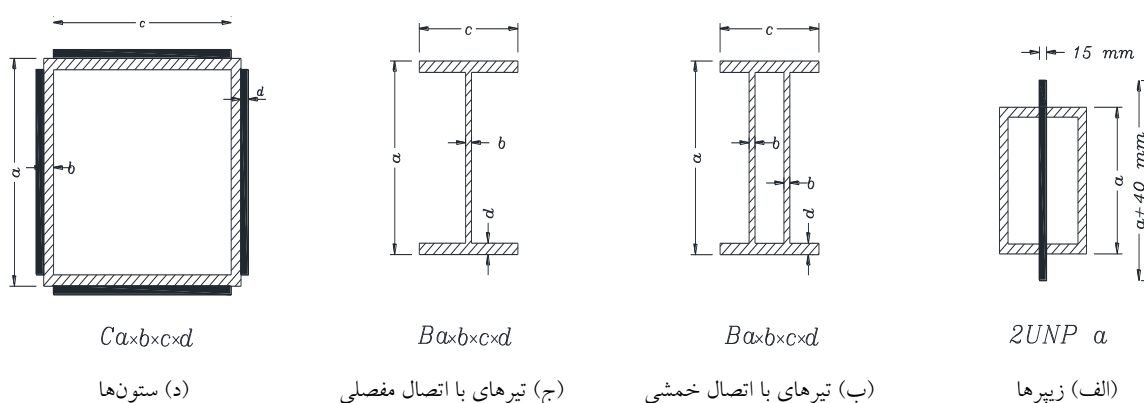
خمشی محیطی در سه مدل ۳۰ طبقه و به دو صورت دارا و بودن پیکربندی المان‌های زیر طراحی شدند. فرایند طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس ضوابط مندرج در مبحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان و همچنین استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) انجام شده است [۲۰-۱۸]. مدل‌سازی رفتار غیرخطی اعضا و تعریف مفاصل پلاستیک بر پایه FEMA356 و FEMA440 [۲۱ و ۲۲] بوده و مجموعه تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با استفاده از نرم افزار SAP 2000 [۲۳] انجام شده‌اند. بر اساس نتایج این تحقیق ملاحظه می‌شود که تعبیه المان‌های زیر بزرگ مقیاس، کاهش مقدار بیشینه شتاب مطلق و سرعت نسبی طبقات را در پی دارد. همچنین، می‌توان به کاهش دریافت ماندگار و جابجایی تراز بام ($z = H$) اشاره نمود.

۲- سازه‌های مطالعاتی

مدل‌های سه گانه مطالعاتی این پژوهش، سازه‌های قاب محیطی ۳۰ طبقه با ارتفاع ۱۰۵ متر هستند. پلان این سازه‌ها متقارن و دارای شش دهانه ۶ متری در دو جهت می‌باشد. مدل اول فاقد پیکربندی المان‌های زیر بزرگ مقیاس است و مدل‌های دوم و سوم نیز دارای آرایش زیر به ترتیب با اتصال به یک و دو ستون می‌باشند (شکل (۱)). المان‌های زیر بزرگ مقیاس در مدل‌های دو و سه بر روی چهار طبقه ابتدایی سازه تعبیه گردیده‌اند. اتصال المان‌های زیر به صورت صلب تعریف شده است. ارتفاع هر طبقه برابر با ۳/۵ متر، تاوله‌های کف از نوع دال بتنی دو طرفه با ضخامت ۱۵ سانتی متر، بار مرده برای تمامی طبقات، بار زنده برای بام و سایر طبقات بر طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به ترتیب برابر با ۰/۵، ۰/۱۵ و ۰/۲۰ تن بر مترمربع در نظر گرفته شده است. سازه‌ها در شهر تهران با خطر لرزه‌خیزی خیلی زیاد بر روی خاک نوع II قرار گرفته و دارای اهمیت متوسط می‌باشند. جنس مقاطع از نوع فولاد ST37 با تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع می‌باشد. مقادیر ضریب زلزله و برش پایه بر اساس آیین نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش ۴) محاسبه گردید. سازه‌های مطالعاتی بر اساس آیین‌نامه مذکور و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده‌اند. همچنین، برقراری دو معیار محدودیت جابه‌جایی نسبی طبقات و همچنین اصل ستون قوی و تیر ضعیف نیز بررسی و تایید شدند. مجموعه مقاطع طراحی شده برای سازه‌های مطالعاتی در جدول (۱) و شکل (۲) نشان داده شده است.



شکل ۱- (الف) پلان سازه‌های مطالعاتی، (ب) نمای سازه قاب خمشی محیطی پایه (مدل ۱)، (ج) نمای سازه قاب خمشی محیطی دارای المان‌های زیر بزرگ مقیاس با اتصال به یک ستون (مدل ۲) و (د) نمای سازه قاب خمشی محیطی دارای المان‌های زیر بزرگ مقیاس با اتصال به دو ستون (مدل ۳)



شکل ۲- شکل هندسی مقاطع طراحی شده

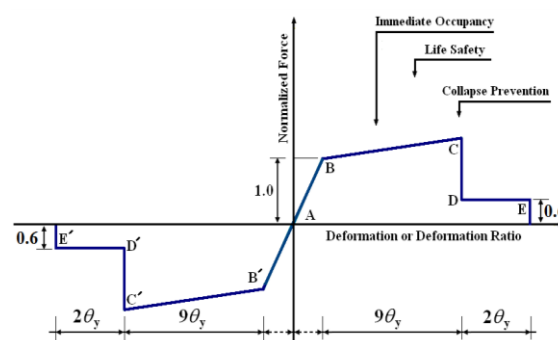
جدول ۱- مقاطع طراحی شده برای المان‌های سازه‌ای شامل ستون‌ها، تیرها و زیپرها بر اساس شکل‌های ۱ و ۲ (ابعاد به mm)

گروه طبقات	مقطع ستون‌ها		مقطع تیرها		مقطع زیپرها
	پانل خمشی	پانل مفصلی	پانل خمشی	پانل مفصلی	
۱-۵	C750×30×650×25	C550×30	B500×20×500×25	B350×20×150×10	2UNP300 (only 1-4)
۶-۱۰	C700×30	C550×30	B500×20×500×25	B350×20×150×10	
۱۱-۱۵	C650×30	C450×25	B500×20×500×25	B350×20×150×10	
۱۶-۲۰	C600×30	C400×25	B500×20×450×25	B350×20×150×10	
۲۱-۲۵	C550×25	C350×20	B450×20×400×25	B350×20×150×10	
۲۶-۳۰	C500×15	C300×10	B350×15×400×20	B350×20×150×10	

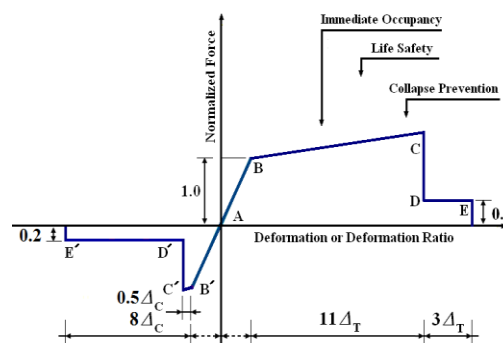
۳- تحلیل دینامیکی غیرخطی

۱-۳- تعریف رفتار غیرخطی

مدل سازی رفتار واقعی المان های یک سازه تحت اثر عدم قطعیت های فراوانی است. منحنی های معیار نیرو-تغییر شکل اعضا جهت بررسی دقیق فرایند فروریزش سازه تحت رکوردهای نیرومند زلزله باید ضمن انطباق با نتایج و سوابق آزمایشگاهی، توانایی توصیف روند کاهش سختی و زوال مقاومت دارا باشند [۲۴ و ۲۵]. تعریف و کاربرد منحنی های معیار نیرو-تغییر شکل در این پژوهش بر پایه FEMA 356 انجام شده است. مفصل غیرخطی P-M2-M3 (اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی) در دو بخش انتهایی ستون ها، همچنین مفصل M3 برای تیرها با صلبیت کامل چشمه اتصال و نیز مفصل P برای زیپرها استفاده شد (شکل (۳)).



(الف) المان های تیر و ستون



(ب) المان های زیپر بزرگ مقیاس

شکل ۳- مدل رفتار غیرخطی

۲-۳- انتخاب رکوردها

مسئله انتخاب شتاب نگاشت ها در یک پروژه مهندسی، ارتباط نزدیکی با ساختار زمین شناسی و مکانیزم گسل های منطقه ساختگاه دارد. وجود پالس های پرانرژی و بلندمدت در تاریخچه زمانی هر کدام از مولفه های یک رکورد نیرومند حوزه نزدیک،

می تواند پارامترهای پاسخ و مشخصات رفتار سازه را تحت تاثیر شدید قرار دهد [۲۶-۲۹]. معیار اصلی در انتخاب رکوردهای زلزله در این پژوهش؛ وجود اثرات نیرومند جهت داری، انطباق نوع خاک ساختگاه، همچنین وجود پالس بزرگ و پر دامنه در تاریخچه زمانی سرعت زمین بوده است. چهار رکورد حوزه نزدیک سه مولفه ای انتخابی (SPV) Sepulveda V.A. (SPV)، Northridge 1994 (ERZ) Northridge 1994 کالیفرنیا و نیز رکورد (WPI) Newhall W.Pico (WPI) و (STC) Saticoy از زلزله ترکیه می باشند. رکورد (ELC) El Centro 1940 به عنوان معیار حوزه دور انتخاب شده است. پارامترهای فیزیکی این رکوردها در جدول (۲) آورده شده و تاریخچه زمانی شتاب و سرعت هر سه مولفه نیز در شکل (۴) مشهود می باشد.

ملاحظه می شود که رکورد حوزه دور ELC فاقد هر گونه پالس سرعت است. همچنین رکورد WPI دارای بزرگ ترین پالس سرعت، متناظر با مولفه نرمال (مولفه TR) و با مقدار بیشینه ای برابر با ۹۳ سانتی متر بر ثانیه می باشد. رکورد نیرومند ERZ دارای PGV برابر با مقدار ۸۴ سانتی متر بر ثانیه است. تاریخچه زمانی سرعت زمین برای دو مولفه LN و TR رکوردهای STC و SPV نیز دارای مجموعه ای از ساختارهای پیوسته و موجک های کم دامنه می باشد. یک پالس کوچک و نه چندان نیرومند در بازه زمانی ۳ ثانیه تا ۵ ثانیه در تاریخچه سرعت مولفه TR رکورد SPV وجود دارد. تاریخچه سرعت مولفه LN این رکورد دارای دو پالس کوچک و به نسبت کم دامنه در دو محدوده زمانی ۳ ثانیه تا ۴/۵ ثانیه و نیز ۶ ثانیه تا ۹ ثانیه است. تاریخچه زمانی شتاب رکورد SPV دارای حداکثر شتاب زمین PGA برابر با ۰/۹۳g می باشد.

مولفه قائم (مولفه UP) رکوردهای شکل (۴) نیز به مراتب ضعیف تر از دو مولفه LN و TR است. ساختار لرزه شناسی و مشخصات طیفی مولفه قائم یک رکورد حوزه نزدیک، بستگی مستقیم به ساختار گسیختگی گسل و شاخص انرژی متناظر با محدوده فرکانس های بالا (بازه طیفی بیش از ۲۰ هرتز) دارد. مولفه قائم رکوردهای نیرومند حاصل از ارتعاشات حوزه گسیختگی گسل های نرمال، دارای پتانسیل بالای آزادسازی انرژی است.

همچنین، مولفه UP مربوط به رکورد SPV دارای یک مجموعه اسپایک های به نسبت دامنه بلند و با گام زمانی کوچکتر از ۰/۲۵ ثانیه است. شاخص عددی یا همان دامنه ارتفاعی اسپایک های کوچک موجود در تاریخچه زمانی شتاب مولفه UP از رکوردهای STC 1994، ERZ 1992 و همچنین رکورد حوزه

ملاحظه می‌شود. قابل ذکر است که پالس‌های مشخص بزرگ و پیوسته شتاب و سرعت در تاریخچه زمانی هر دو مولفه LN و TR این رکورد وجود دارند.

دور 1940 ELC، بسیار پایین و کمتر از 0/15g است. تنها یک ساختار موجی شکل کوچک با گام زمانی حدود 0/55 ثانیه، همراه با گروه اسپایک‌های ضعیف شتاب در تاریخچه زمانی مولفه عمودی رکورد پالس‌گونه WPI از زلزله نورتریج 1994

جدول ۲- مشخصات فیزیکی رکوردهای انتخابی

بزرگا M_w	حداکثر جابجایی زمین PGD (cm)	حداکثر سرعت زمین PGV (cm/s)	حداکثر شتاب زمین PGA (g)		
۶/۷	۱۶/۱	۶۷/۴	۰/۳۲۵	مؤلفه موازی صفحه شکست گسل	نورتریج ۱۹۹۴ رکورد WPI
	۵۶/۶	۹۲/۸	۰/۴۵۵	مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل	
	۱۳/۳	۳۷/۲	۰/۲۹۰	مؤلفه قائم	
۶/۷	۸/۴۵	۲۸/۸۵	۰/۳۶۸	مؤلفه موازی صفحه شکست گسل	نورتریج ۱۹۹۴ رکورد STC
	۲۲/۷	۶۱/۵۹	۰/۴۷۷	مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل	
	۳/۳۲	۶/۲۶	۰/۱۵۳	مؤلفه قائم	
۶/۷	۱۵/۱	۷۵/۹۶	۰/۹۳۹	مؤلفه موازی صفحه شکست گسل	نورتریج ۱۹۹۴ رکورد SPV
	۱۸/۷	۸۴/۸۳	۰/۷۵۲	مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل	
	۹/۳	۳۳/۰۵	۰/۴۶۷	مؤلفه قائم	
۶/۷	۲۳/۹	۴۶/۴۷	۰/۴۰۳	مؤلفه موازی صفحه شکست گسل	ارزینکن ۱۹۹۲ رکورد ERZ
	۶۱/۹	۸۳/۹۵	۰/۵۱۵	مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل	
	۶/۶۹	۱۷/۲	۰/۲۴۸	مؤلفه قائم	
۷/۰	۲۳/۹	۳۰/۲	۰/۲۱۵	مؤلفه موازی صفحه شکست گسل	السترو ۱۹۴۰ رکورد ELC (حوزه دور)
	۱۳/۳	۲۹/۸	۰/۳۱۳	مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل	
	۹/۱۶	۱۰/۷	۰/۲۰۵	مؤلفه قائم	

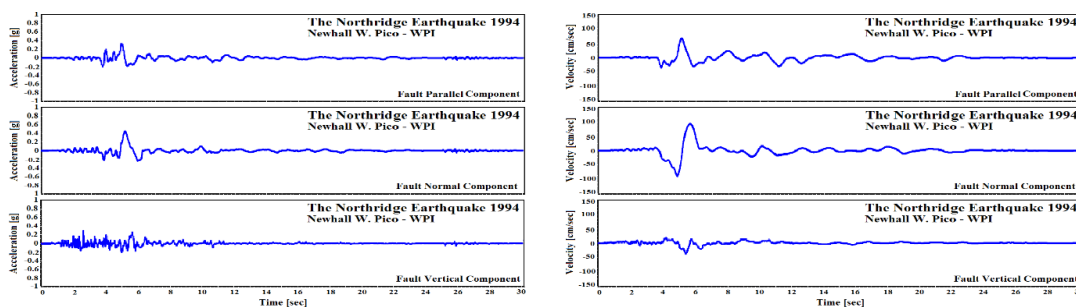
یک نمونه از فرآیند مذکور در شکل‌های (۵) و (۶) ملاحظه می‌شود. شکل (۵) حاوی طیف‌های طرح استاندارد ۲۸۰۰، طیف جذر مجموع مربعات و نیز طیف پاسخ شتاب متناظر با هر سه مولفه رکورد پالس‌گونه ERZ از زلزله Erzincan ترکیه است. شکل (۶) نیز تاریخچه زمانی سرعت مولفه TR این رکورد را در حالت طبیعی (میدان آزاد) و مقیاس شده برای سازه‌های مطالعاتی نمایش می‌دهد.

مطابق شکل (۶) پس از اعمال ضریب مقیاس به تاریخچه زمانی سرعت متناظر با مولفه TR رکورد ERZ 1992، ملاحظه می‌شود که همراه با پالس مشخص و بزرگ مربوط به محدوده زمانی ۲ ثانیه تا ۵/۵ ثانیه، یک مجموعه موجک‌های به نسبت پدیده نیز پدیدار خواهند شد. این روند بزرگنمایی برای مولفه‌های افقی LN و TR و نیز مولفه قائم UP رکورد شتاب زلزله اعمال می‌گردد. بدین ترتیب هر دو پالس مشخص شتاب موجود در تاریخچه زمانی مولفه‌های LN و TR رکورد ERZ در شکل (۴-د)، تبدیل به ساختارهای موجی‌شکل بسیار پرقدرت

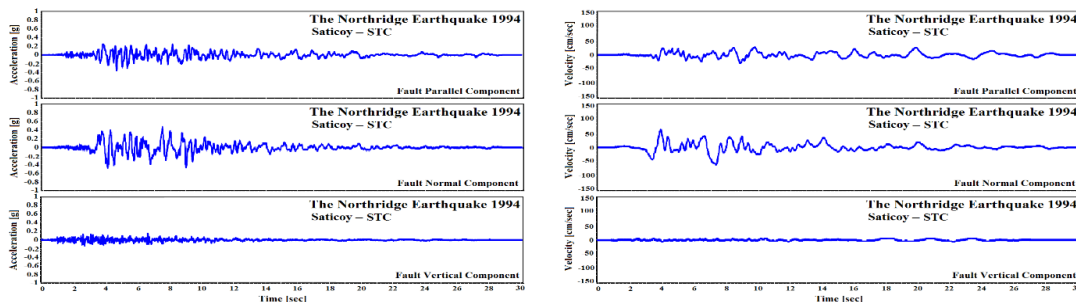
۳-۳- مقیاس‌گذاری رکوردها

با توجه به معیارهایی همانند اثرات لایه‌های خاک، نوع گسل، فاصله از گسل که بر ویژگی‌های رکوردها تأثیر می‌گذارند، نیاز به مقیاس‌گذاری بر اساس هم پایه‌سازی جنبش‌های نیرومند زمین در زلزله‌های مختلف با پهنه‌بندی خطر در حوزه ساختگاه مورد نظر، امری مهم است [۳۰ و ۳۱]. در این پژوهش، ضرایب مقیاس برای هر یک از رکوردهای انتخابی بر اساس بند ۲-۳-۵-۳ ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ به طور مجزا محاسبه گردید. هر مولفه از شتاب‌نگاشت به حداکثر مقدار PGA خود، افزاز شده و طیف پاسخ برای هر کدام نیز با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد تعیین گردید. طیف پاسخ سه مولفه شتاب‌نگاشت با روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و سپس هر شتاب‌نگاشت به گونه‌ای مقیاس می‌گردد که در محدوده ۰/۲T تا ۱/۵T مقدار طیف جذر مجموع مربعات (SRSS) از ۱/۳۱ برابر مقدار طیف طرح استاندارد کمتر نشود. پارامتر T پیوند مود اول نوسانی سازه‌های مطالعاتی می‌باشد.

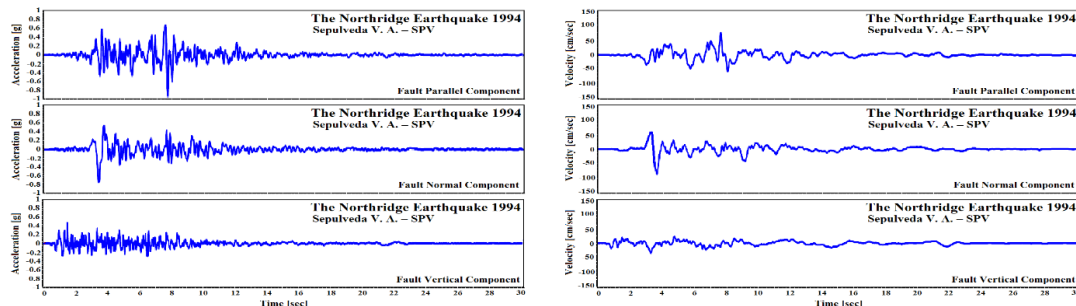




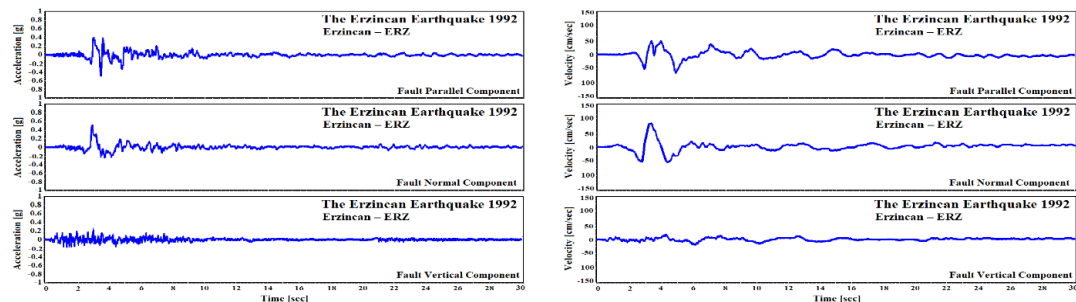
(الف) رکورد سه مولفه‌ای WPI 1994



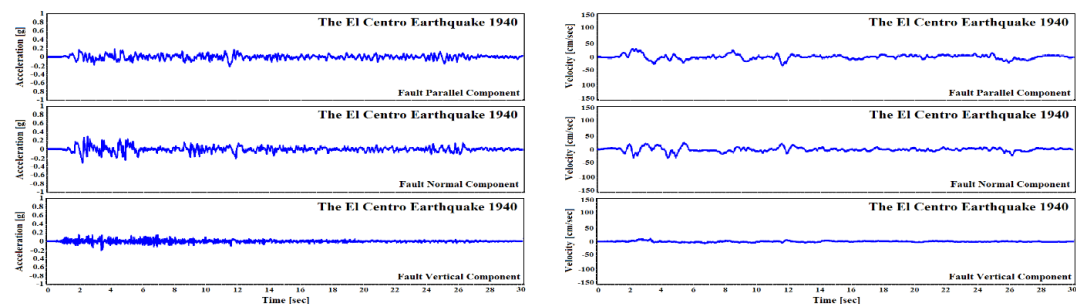
(ب) رکورد سه مولفه‌ای STC 1994



(ج) رکورد سه مولفه‌ای SPV 1994



(د) رکورد سه مولفه‌ای ERZ 1992

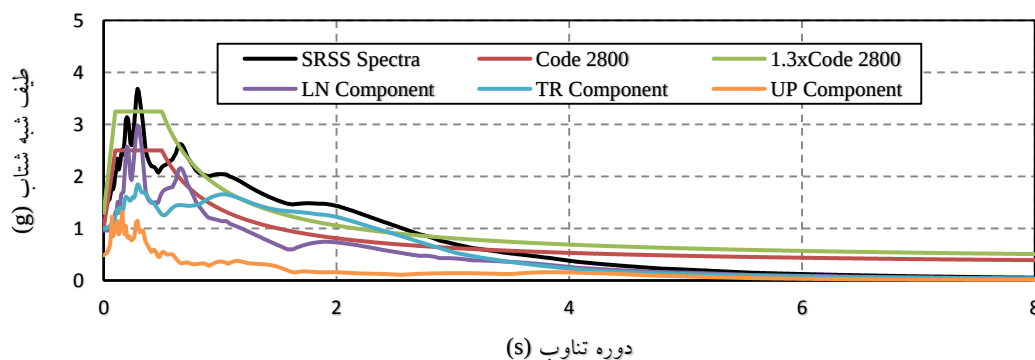


(ه) رکورد سه مولفه‌ای ELC 1940

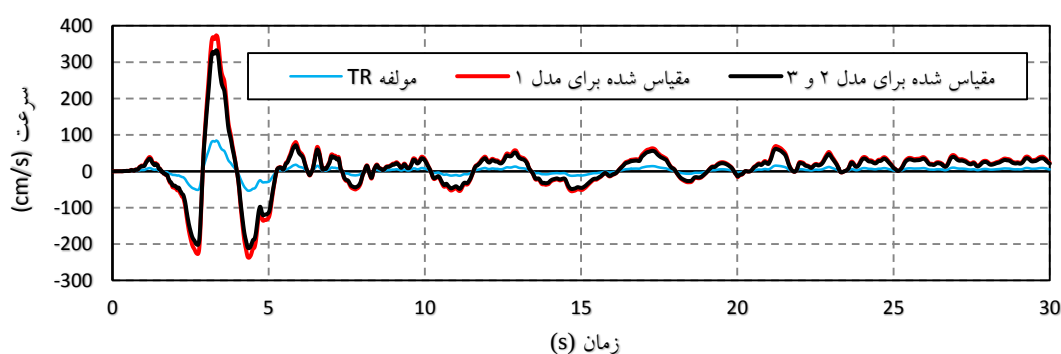
شکل ۴- تاریخچه زمانی شتاب و سرعت زمین متناظر با رکوردهای مختلف

Erzincan باشد. همانطور که در شکل (۶) نشان داده شده، عدد ضریب مقیاس این رکورد برای مدل ۲ و ۳ (دارای پیکربندی المان‌های زیپر) کمی کمتر از مقدار متناظر برای مدل ۱ (فاقد آرایش المان‌های زیپر) است. این امر به علت کاهش دوره تناوب سازه دارای المان‌های زیپر می‌باشد، (شکل (۱)).

می‌شوند. همچنین در کنار روند بزرگ شدن هر دو پالس مذکور، مجموعه اسپایک‌های کم دامنه شتاب نیز بصورت یک گروه موجک‌های به نسبت نیرومند پدیدار خواهند شد. بزرگنمایی پالس‌های سرعت رکورد ERZ سبب می‌شود که حالت مقیاس شده آن بسیار نیرومندتر از شکل واقعی زمین لرزه



شکل ۵- طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰؛ معیار ۱/۳۱ برابر طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰؛ طیف جذر مجموع مربعات سه مولفه؛ طیف‌های شبه شتاب سه مولفه افقی LN، عمودی TR و قائم UP برای رکورد ERZ 1992



شکل ۶- نمایش تاریخچه زمانی سرعت مولفه TR رکورد ERZ در حالت طبیعی، مقیاس شده برای مدل ۱، مقیاس شده برای مدل‌های ۲ و ۳

رفتار غیرخطی با دامنه بزرگ را در پی دارد. بروز و گسترش تدریجی اثرات نامطلوب ناشی از کاهش سختی و زوال مقاومت در رفتار لرزه‌ای المان‌های اصلی اسکلت مقاوم سازه، سبب گذر سریع از عملکرد ایمنی جانی و حاکم شدن احتمالی وضعیت آستانه فروریزش می‌گردد.

۴- بررسی پارامترهای نیاز لرزه‌ای

نتایج حاصله در این پژوهش نشان می‌دهد که تعبیه پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس در مدل‌های ۲ و ۳ (شکل (۱))، سبب افزایش مدت زمان برقراری پایداری دینامیکی سازه تحت ارتعاشات به مراتب نیرومندتر شده زمین می‌شود، (جدول (۳)).

بدین ترتیب با ضریب‌دار شدن هر سه مولفه یک رکورد نیرومند حوزه نزدیک، ساختارهای چند موجی بزرگ و بلند مدت، نظیر پالس‌های ترکیبی سینوسی در تاریخچه زمانی تغییرمکان زمین ظاهر خواهند شد. نمود رفتار ضربه‌ای زمین ناشی از ارتعاشات پر قدرت در حوزه نزدیک گسل بر همین مبنا استوار است [۳۱ و ۳۲]. تعریف ضریب مقیاس برای رکوردهای حاوی اثرات جهت داری و شکست پیش‌رونده گسل، ساختار تغییرمکان دینامیکی زمین را به یک جنبش هجومی شامل ضربات چندگانه بسیار پرانرژی و ویرانگر تبدیل می‌نماید. نمود این رفتار بصورت ضربات متوالی به اسکلت مقاوم ساختمان است که پدیدار شدن مکانیزم‌های پلاستیک و نیز گسترش سریع

همچنین دانسته شده که محدوده افزایش از مدت ۰/۵ ثانیه برای رکورد WPI تا ۱۶/۵۲ ثانیه برای رکورد STC ادامه دارد. بدیهی است که اعمال ضرایب مقیاس سبب افزایش دامنه و بزرگ شدن پیکره پالس‌های شتاب و سرعت خواهد شد. این فرایند نیز منتهی به نیرومندتر شدن رکورد حوزه نزدیک می شود. بر پایه شکل (۷)، حداکثر برش پایه تحت مولفه TR (راستای Y پلان) بزرگتر از پارامتر نظیر تحت مولفه LN (راستای X پلان) می باشد.

پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس باعث افزایش میزان برش پایه محاسباتی هر دو جهت پلان سازه‌های مطالعاتی ۲ و ۳ نسبت به مدل ۱ گردیده است. مقدار این افزایش در راستای X با حداکثر برابر با ۲۹ درصد تحت رکورد STC ایجاد شده و در راستای Y نیز با حداکثر برابر با ۱۶ درصد برای رکورد ELC می باشد. علت این افزایش در مقدار برش پایه، کاهش پیروید طبیعی سازه‌های ۲ و ۳ به علت وجود المان‌های زیپر است. نتایج مربوط به دو رکورد مقیاس شده WPI و ERZ که خود دارای پالس‌های بزرگ و مشخص شتاب و سرعت در هر دو مولفه LN و TR می باشند، نسبت به موارد متناظر حاصل از رکوردهای ضریب دار شده SPV و STC، بطور تقریبی کمتر است. بر مبنای شکل (۸) تاریخچه زمانی حالت میدان آزاد هر دو رکورد SPV و STC حاوی مجموعه بزرگی از اسپایک‌های به نسبت پرمایه شتاب است که با اعمال ضریب مقیاس (جدول (۳)) تبدیل به یک گروه ساختارهای موجی شکل پرانرژی خواهند شد. این موضوع نمودی از ماهیت رانندوم رکوردهای زلزله است.

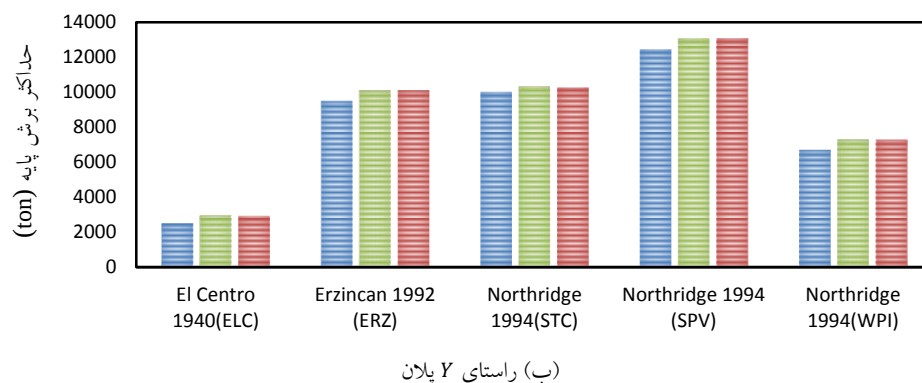
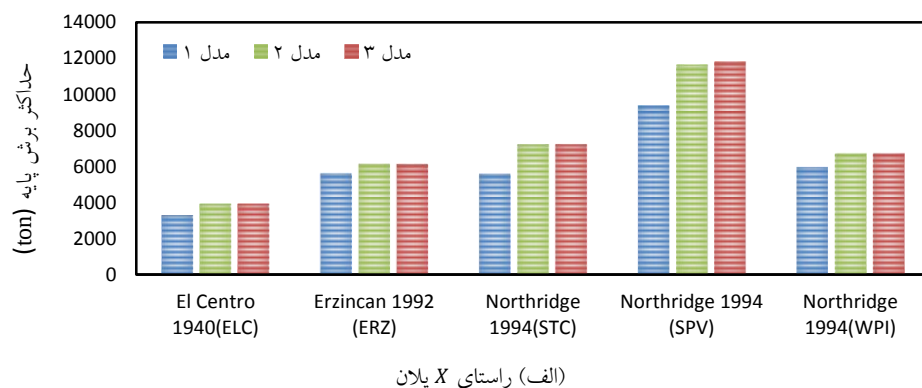
بیشینه تغییرمکان جانبی طبقه ۳۰م (تراز بام) در نقطه A تحت مولفه TR (راستای Y پلان) برای هر سه مدل مطالعاتی در شکل (۸) نشان داده شده است. پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس باعث کاهش قابل توجه میزان بیشینه تغییرمکان جانبی

بام (تراز $z=H$) در سازه‌های مطالعاتی ۲ و ۳ نسبت به مدل ۱ گردیده است. حداکثر و حداقل مقدار این کاهش به ترتیب برابر با ۶۵ درصد تحت رکورد STC در مدل ۳ و ۱۳ درصد تحت رکورد ERZ در مدل‌های ۲ و ۳ می باشد. همچنین پارامتر مذکور تحت رکورد حوزه دور ELC در مدل‌های ۲ و ۳ نسبت به مدل پایه، ۷ درصد افزایش نشان داده است. ماهیت فیزیکی متفاوت رکوردهای حوزه دور نسبت به جنبش‌های نیرومند ثبت شده در نزدیک گسل، عامل مهم تاثیرگذار در این مقوله است.

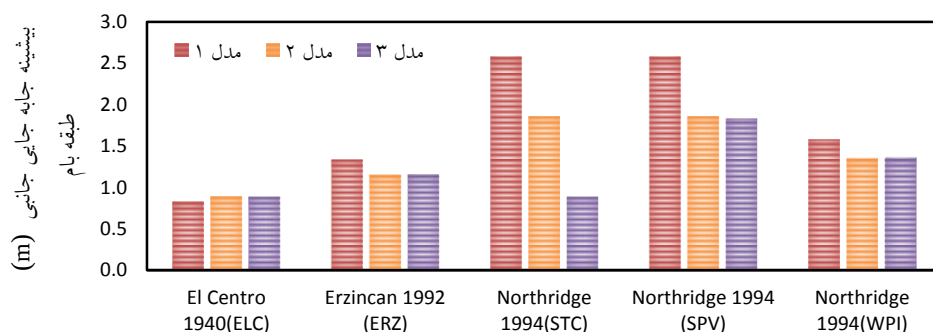
جابجایی نسبی طبقه‌ای (دریفت) در نقطه A و در راستای Y پلان مدل‌های مطالعاتی در شکل (۹) نشان داده شده است. ملاحظه می شود که با حضور المان‌های زیپر، مقدار دریفت در این طبقات به طرز محسوسی کاهش یافته است. نکته دیگر آن که محل حداکثر این پارامتر نیز به طبقات بالاتر منتقل شده، در حالی که مقدار آن در اکثر موارد کاهش یافته است. همچنین، در موارد خاصی که مقدار آن دچار افزایش شده نیز می توان علت را اضافه شدن زمان مربوط به برقراری پایداری دینامیکی اسکلت مقاوم سازه قبل از ایجاد وضعیت فروریزش کلی تحت رکورد نیرومند مقیاس شده دانست. این موضوع می تواند به عنوان یک نمود مثبت حاصل از کاربرد پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس شناخته شود. نتایج دو پیکربندی متفاوت المان‌های زیپر (مدل‌های ۲ و ۳) بسیار مشابه می باشند. تاریخچه زمانی رکورد حوزه دور و نه چندان نیرومند ELC 1940 حاوی یک مجموعه پر تعداد اسپایک‌های کم دامنه شتاب است. ملاحظه می شود که تحت رکورد ELC، پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس باعث کاهش بسیار ناچیز در دامنه تغییرات دریفت سازه‌ها می گردد. ماهیت فیزیکی متفاوت رکوردهای حوزه دور نسبت به جنبش‌های نیرومند حوزه نزدیک، عامل تاثیرگذار در این مساله است.

جدول ۳- دامنه زمانی متناظر با اوج روند آزاد شدن انرژی جنبشی رکورد نسبت به بازه ۳۰ ثانیه‌ای (بر حسب ثانیه)

مدل‌ها	WPI	STC	SPV	ERZ	ELC
مدل ۱	۷/۰۵	۱۳/۴۸	۴/۶۰	۵/۲۳	۳۰
مدل ۲	۷/۲۴	۳۰	۵/۶۸	۶/۵۱	۳۰
مدل ۳	۷/۵۷	۳۰	۶/۰۸	۶/۲۳	۳۰
ضریب مقیاس مدل ۱	۲/۸۶۲	۵/۷۵۳	۸/۰۲۲	۴/۴۴۵	۳/۶۷۲
ضریب مقیاس مدل ۲ و ۳	۲/۶۶۴	۴/۷۹۵	۷/۳۵۸	۳/۹۵۶	۳/۶۷۲



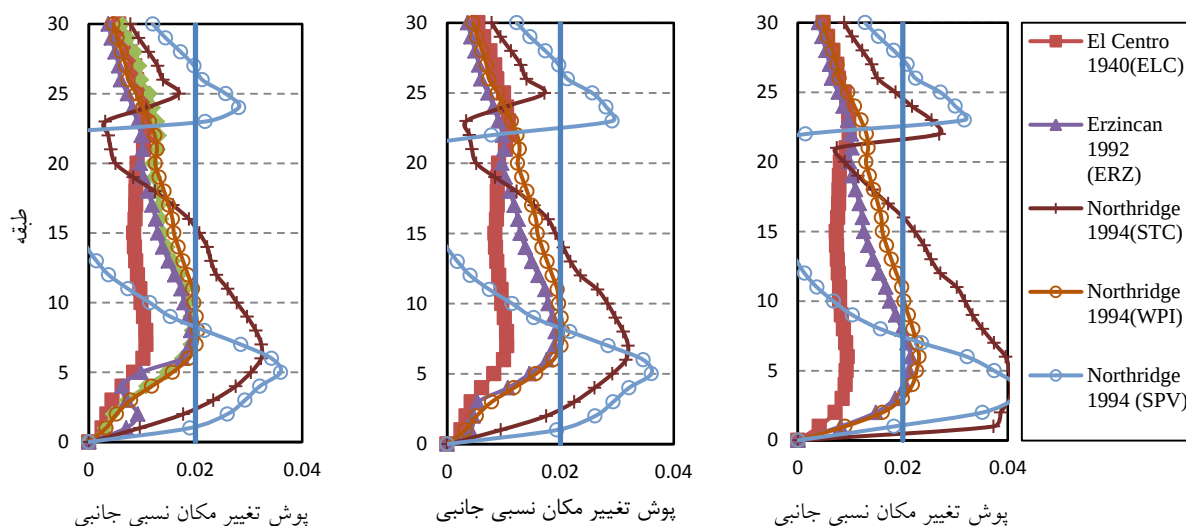
شکل ۷- حداکثر برش پایه در سه مدل مطالعاتی (شکل ۱) تحت پنج رکورد انتخابی



شکل ۸- بیشینه تغییر مکان جانبی طبقه بام (طبقه ۳۰) در نقطه A در سه مدل مطالعاتی (شکل ۱) تحت پنج رکورد انتخابی در راستای Y پلان

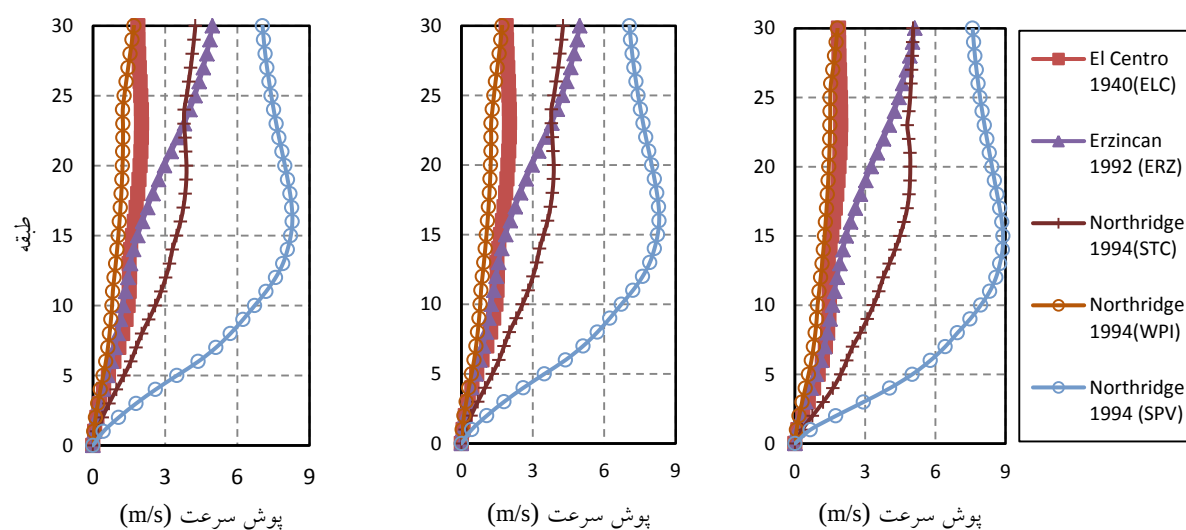
با پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس (مدل‌های ۳ و ۲) نسبت به مدل پایه، دارای روند یکنواخت‌تری است. چنانچه تغییرات بیشینه سرعت نسبی تحت رکورد نیرومند SPV بررسی گردد، مقدار آن در طبقات پانزدهم و سیام در مدل‌های دارای پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس (مدل‌های ۲ و ۳)، به ترتیب ۱۵ و ۶ درصد کوچک‌تر از مقادیر مربوط به مدل پایه می‌باشد. در خصوص بیشینه شتاب مطلق طبقات، کاهش ایجاد شده در دامنه پارامتر مذکور کمتر از پارامتر سرعت نسبی بوده و بیشتر در طبقات تحتانی محسوس است.

شکل‌های (۱۰) و (۱۱) به ترتیب نشان دهنده نمودارهای پوش بیشینه سرعت نسبی و شتاب مطلق طبقات در محل مرکز جرم C_M و در راستای Y پلان هستند. دامنه تغییرات پارامتر سرعت نسبی به دلیل وجود اثرات نیرومند جهت‌داری در برخی رکوردها و نیز وجود پالس در تاریخچه زمانی سرعت زمین، به نسبت دارای مقادیر بزرگی می‌باشد. این اثر در نمودارهای پوش شتاب طبقات سازه‌ها نیز قابل مشاهده است. نتایج این پژوهش بیان‌گر آن است که پارامترهای پاسخ سازه‌ها به شدت تحت تأثیر ساختار فیزیکی رکوردهای زلزله هستند. تغییرات هر دو پارامتر پاسخ سرعت نسبی و شتاب مطلق طبقات در ساختارهای



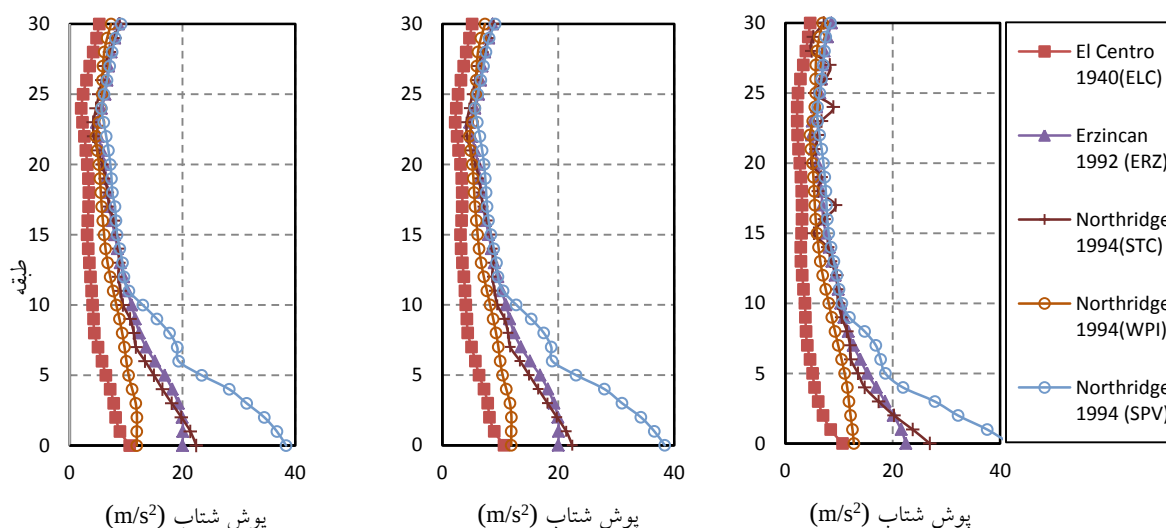
(الف) مدل ۱ با ساختار قاب خمشی محیطی پایه
(ب) مدل ۲ با ساختار قاب خمشی محیطی دارای المان‌های زیر بزرگ مقیاس با اتصال به یک ستون
(ج) مدل ۳ با ساختار قاب خمشی محیطی دارای المان‌های زیر بزرگ مقیاس با اتصال به دو ستون

شکل ۹- پوش بیشینه تغییر مکان نسبی جانبی طبقات در نقطه A و راستای Y پلان (مقدار ۰/۰۲ بیان‌گر حد مجاز تعریف شده در استاندارد ۲۸۰۰ است).



(الف) مدل ۱ با ساختار قاب خمشی محیطی پایه
(ب) مدل ۲ با ساختار قاب خمشی محیطی دارای المان‌های زیر بزرگ مقیاس با اتصال به یک ستون
(ج) مدل ۳ با ساختار قاب خمشی محیطی دارای المان‌های زیر بزرگ مقیاس با اتصال به دو ستون

شکل ۱۰- نمودار پوش بیشینه سرعت نسبی طبقات در محل مرکز جرم C_M و راستای Y پلان



شکل ۱۱- نمودار پوش بیشینه شتاب مطلق طبقات در محل مرکز جرم C_M و راستای Y پلان

(الف) مدل ۱ با ساختار قاب خمشی محیطی پایه
(ب) مدل ۲ با ساختار قاب خمشی محیطی دارای المان‌های زیر بزرگ مقیاس با اتصال به یک ستون
(ج) مدل ۳ با ساختار قاب خمشی محیطی دارای المان‌های زیر بزرگ مقیاس با اتصال به دو ستون

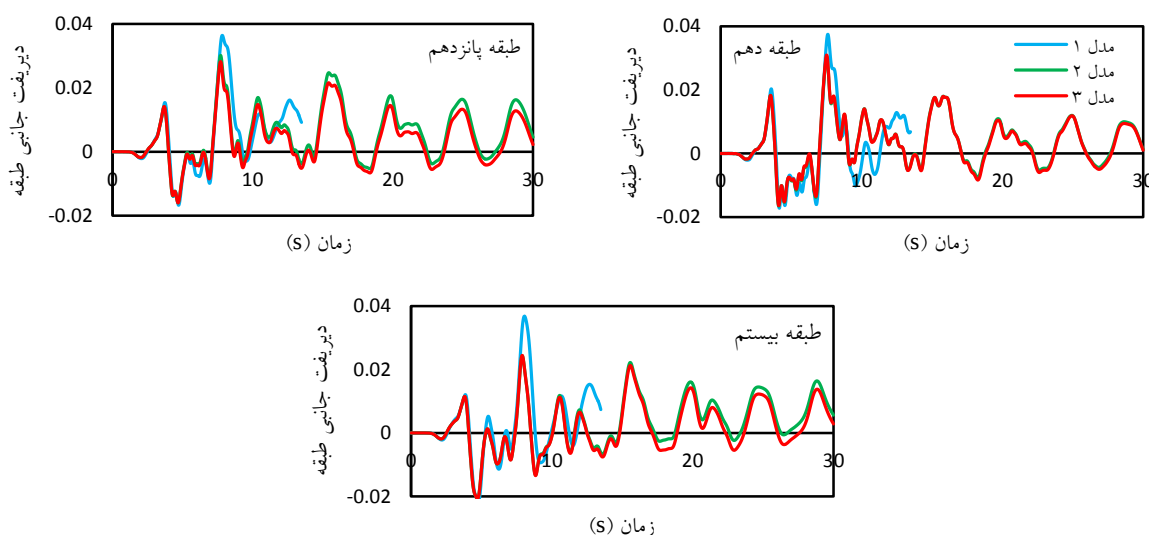
شکل ۱۱- نمودار پوش بیشینه شتاب مطلق طبقات در محل مرکز جرم C_M و راستای Y پلان

بوده و هیچ‌گونه روند یکنواختی ندارد. پیکربندی المان‌های زیر بزرگ مقیاس سبب کاهش محسوس تغییرات دررفت ماندگار شده و یکنواختی نسبی برای این پارامتر در سراسر ارتفاع سازه ملاحظه می‌شود. نمود تحلیل این مورد نیز در برقرار ماندن پایداری دینامیکی سازه تا محدوده بزرگتری از بازه زمانی رکوردهای حوزه نزدیک می‌باشد.

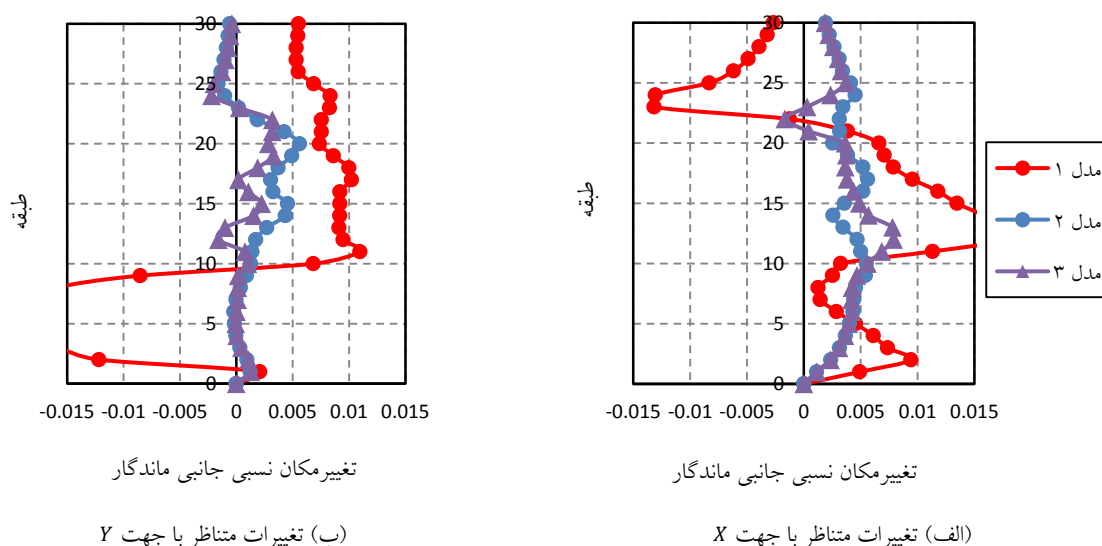
بدیهی است که با اعمال ضرایب مقیاس بر رکوردهای زلزله، شدت و دامنه بارگذاری دینامیکی معادل وارد بر اسکلت مقاوم سازه نیز تغییر می‌کند. هر اندازه که این ضرایب بزرگ‌تر باشند، رکوردهای مقیاس شده نیز بصورت نیرومندتری به سازه وارد خواهند شد. نتیجه این رویه نیز تشکیل ساختار گسترش یافته مکانیزم‌های پلاستیک در اسکلت مقاوم سازه است، به طوری که دامنه غیرخطی شدن در بسیاری از المان‌های اصلی به حدود بالاتر از ایمنی جانی نیز می‌رسد. آرایش و محل تشکیل مفاصل پلاستیک در صفحه قاب صلب گوشه‌ای پلان و به موازات محور X هر یک از مدل‌های مطالعاتی، تحت رکورد مقیاس شده STC در شکل (۱۴) به نمایش در آمده است. همچنین به جهت درک بهتر شدت شتاب اعمال شده به سازه‌های مطالعاتی توسط این رکورد، تاریخچه زمانی شتاب دو مولفه LN و TR مربوطه در حالت طبیعی و مقیاس شده در شکل (۱۵) به نمایش در آمده است.

یک ارزیابی تحلیلی نیز بر روی اثرات ناشی از پالس سرعت رکوردهای حوزه نزدیک بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی از دیدگاه تاریخچه زمانی دررفت جانبی طبقات صورت گرفته است. نمودارهای تاریخچه زمانی پارامتر نیاز دررفت طبقات دهم، پانزدهم و بیستم برای هر سه مدل مطالعاتی تحت رکورد STC در شکل (۱۲) آورده شده و این نمودارها مربوط به نقطه A طبقات سازه در جهت Y هستند. سازه مطالعاتی پایه (مدل ۱) در زمان ۱۳/۴۸ ثانیه دچار فروریزش شده و ملاحظه شد که پیکربندی المان‌های زیر باعث افزایش پایداری سازه و قابلیت تحمل بار جانبی تا پایان ۳۰ ثانیه می‌شود. همچنین مشهود است که مدل‌های ۲ و ۳ مقادیر کمتری از دررفت را در زمان اعمال بار جانبی تحمل کرده و مقدار حداکثر آن مربوط به طبقه دهم می‌باشد. نکته دیگر آن که در تاریخچه زمانی پارامتر دررفت در شکل (۱۲)، پدیدار شدن تغییرشکل نسبی ماندگار در طبقات مذکور مشاهده می‌شود.

دررفت ماندگار طبقات می‌تواند به عنوان یک معیار جهت ارزیابی میزان خسارت وارده بر سازه تحت اثر جنبش‌های نیرومند حوزه نزدیک تعیین گردد. تغییرات دررفت ماندگار طبقات در نقطه A و در هر دو راستای پلان سازه‌های مطالعاتی در شکل (۱۳) نشان داده شده است. تغییرات این پارامتر در راستای ارتفاع سازه با مدل پایه (شکل (۱))، به مراتب بزرگ



شکل ۱۲- نمودار تاریخچه زمانی دریفت طبقات دهم، پانزدهم و بیستم در نقطه A در جهت Y تحت رکورد STC: مدل ۱ با اسکلت قاب خمشی محیطی پایه (آبی)؛ مدل ۲ با اسکلت قاب خمشی محیطی دارای المانهای زیر بزرگ مقیاس با اتصال دو طرفه به ستونهای تکیه گاهی (سبز)؛ مدل ۳ با اسکلت قاب خمشی محیطی دارای المانهای زیر بزرگ مقیاس با اتصال یک طرفه به ستونهای تکیه گاهی (قرمز)

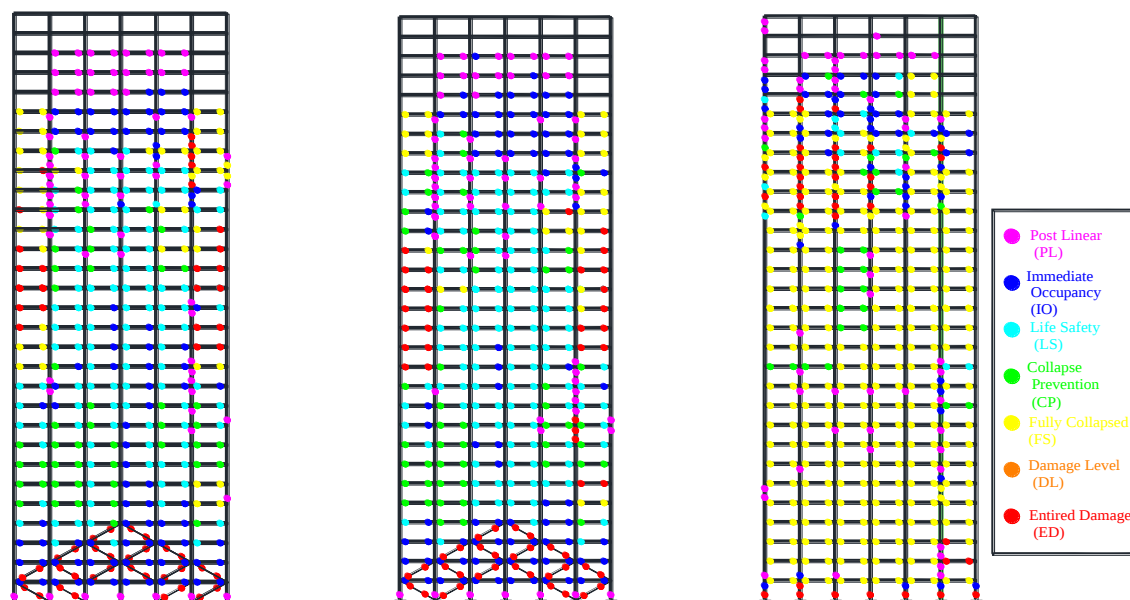


شکل ۱۳- نمودار پوش بیشینه تغییر مکان نسبی جانبی ماندگار طبقات در نقطه A پلان سازه پس از اتمام دامنه زمانی متناظر با اوج روند آزاد شدن انرژی جنبشی رکورد STC

ساختار پاسخ لرزه‌ای مدل ۱، طبقات تحتانی سازه به سطح عملکرد ایمنی جانی می‌رسند. همچنین، دو سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP) و فروریزش کلی (C) نیز از ترازهای پایین‌تری شروع به تشکیل می‌نماید. ساختار رفتاری مدل‌های ۲ و ۳ به گونه‌ای است که به طور نسبی، دامنه پاسخ لرزه‌ای طبقات تحتانی در حدود سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه باقی مانده و همچنین رسیدن به سطح عملکرد آستانه فروریزش نیز در ترازهای ارتفاعی بالاتر سازه پدیدار می‌گردد.

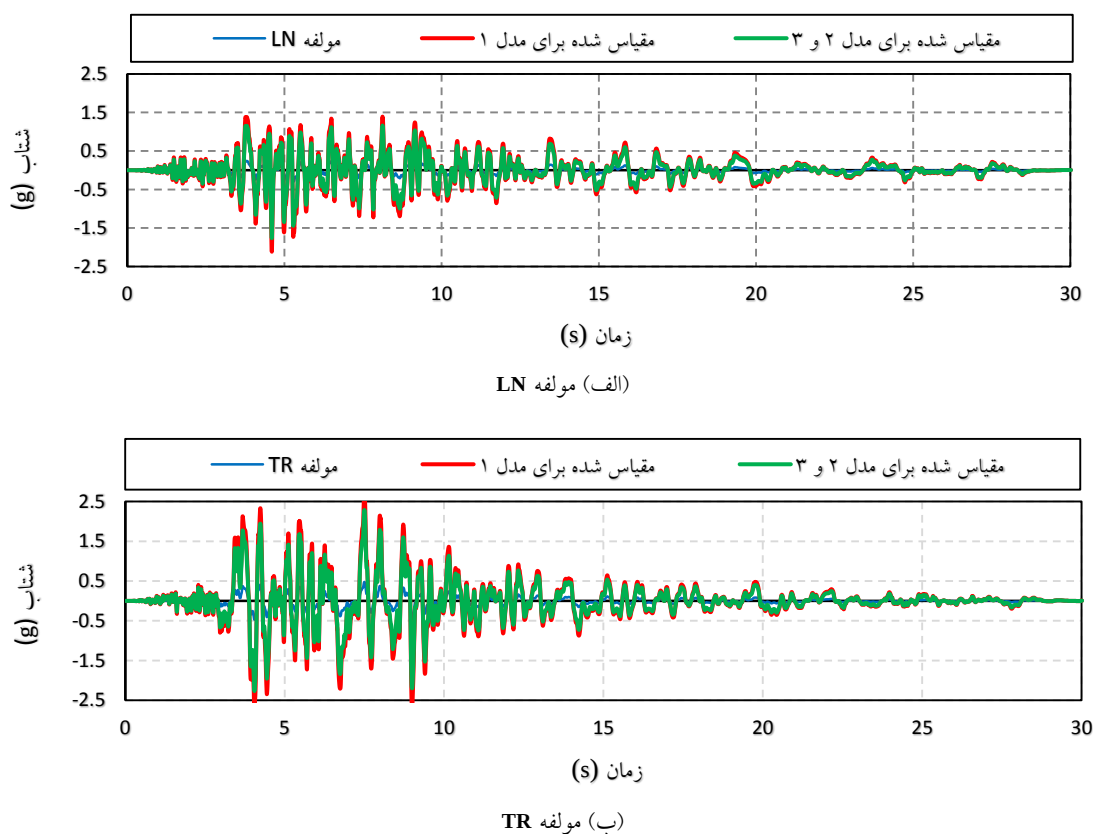
همانطور که در شکل (۱۴) مشاهده می‌شود، در پیکره سازه‌های ۲ و ۳ تعداد مفاصل پلاستیک کمتری نسبت به مدل ۱ تشکیل شده است. بدین ترتیب، دامنه آسیب کمتری به اسکلت مقاوم سازه وارد شده و پایداری دینامیکی در بازه زمانی گسترده‌تری برقرار می‌باشد.

نکته دیگر آن که وجود زیرها در طبقات تحتانی باعث شده که روند تشکیل و گسترش حوزه‌های غیرخطی، بیشتر و با دامنه بزرگ‌تر در این المان‌ها صورت گیرد. ملاحظه می‌شود که در



شکل ۱۴- (الف) مدل ۱ با اسکلت قاب خمشی محیطی پایه
(ب) مدل ۲ با پیکربندی المان‌های زیر بزرگ مقیاس دارای اتصال دو طرفه ستون‌های تکیه گاهی
(ج) مدل ۳ با پیکربندی المان‌های زیر بزرگ مقیاس دارای اتصال یک طرفه ستون‌های تکیه گاهی

شکل ۱۴- آرایش مفصل پلاستیک تشکیل شده در پیکره قاب صلب گوشه ای پلان و هم راستا با محور X ؛ در آخرین ثانیه قبل از فرو ریزش کلی اسکلت مقاوم سازه تحت رکورد مقیاس شده STC



شکل ۱۵- نمایش تاریخچه زمانی شتاب رکورد STC در حالت طبیعی (آبی)، مقیاس شده برای مدل ۱ (قرمز)، مقیاس شده برای مدل‌های ۲ و ۳ (سبز)، (جدول (۳))

همچنین برای بررسی کارایی و بهره‌وری اثر چیدمان المان‌های زیر بزرگ مقیاس، وزن اسکلت و میزان تغییرات جابجایی نسبی جانبی (دریافت) نقطه A پلان در سازه‌های شکل (۱) به ترتیب در جدول‌های (۴) و (۵) نشان داده شده است. اطلاعات جدول (۴) جهت مقایسه وزن مدل‌های مختلف تنظیم شده و بیان‌گر آن است که تعبیه پیکربندی زیرهای بزرگ مقیاس سبب افزایش بسیار کوچک و کمتر از ۰/۱ درصد این مشخصه می‌شود. جدول (۵) دربرگیرنده اطلاعات و مقایسه مقادیر میانگین، انحراف استاندارد و ماکزیمم دریافت جانبی

است. ارزیابی و برازش این اطلاعات نیز نشان می‌دهد که چیدمان المان‌های زیر بزرگ مقیاس در دو مدل ۲ و ۳ به ترتیب و به طور متوسط سبب کاهش ۱۴ و ۱۵ درصدی مقدار میانگین دریافت جانبی می‌شود. همچنین یک کاهش ۱۴ درصدی نیز در مقدار حداکثر دریافت جانبی رخ داده است. این نتایج نیز تأییدی بر جنبه کارایی و بهره‌وری مرتبط با جایگزینی و کاربرد آرایش مناسب زیرهای بزرگ مقیاس در اسکلت مقاوم ساختمان‌های بلند مرتبه است.

جدول ۴- وزن مصالح مصرفی سازه‌های مطالعاتی شکل (۱) (برحسب تن)

مدل‌ها	۱	۲	۳
وزن مصالح مصرفی	۴۶۷۳/۷	۴۶۷۸/۳	۴۶۷۸/۳
افزایش وزن نسبت به مدل ۱	---	کمتر از ۰/۱ درصد	کمتر از ۰/۱ درصد

جدول ۵- میانگین، انحراف استاندارد و ماکزیمم جابجایی نسبی جانبی برای نقطه A پلان سازه‌های مطالعاتی (شکل (۱))

نام رکورد	ERZ			STC			WPI			SPV		
سازه مطالعاتی	مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳	مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳	مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳	مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳
میانگین	۰/۰۱۲۳	۰/۰۱۰۶	۰/۰۱۰۷	۰/۰۲۳۷	۰/۰۱۷۰	۰/۰۱۷۱	۰/۰۱۴۶	۰/۰۱۲۵	۰/۰۱۲۵	۰/۰۱۲۹	۰/۰۱۲۹	۰/۰۱۲۱
انحراف استاندارد	۰/۰۰۵۶	۰/۰۰۵۲	۰/۰۰۵۲	۰/۰۱۱۵	۰/۰۰۹۶	۰/۰۰۹۶	۰/۰۰۶۰	۰/۰۰۵۷	۰/۰۰۵۷	۰/۰۱۶۰	۰/۰۱۳۷	۰/۰۱۴۰
ماکزیمم	۰/۰۲۱۵	۰/۰۱۹۱	۰/۰۱۹۱	۰/۰۴۰۵	۰/۰۳۲۵	۰/۰۳۲۴	۰/۰۲۳۱	۰/۰۲۰۴	۰/۰۲۰۴	۰/۰۴۱۵	۰/۰۳۵۸	۰/۰۳۵۸

۵- نتیجه گیری

بر اساس نتایج بدست آمده در این تحقیق ملاحظه می‌شود که پیکربندی المان‌های زیر بزرگ مقیاس باعث افزایش نسبی سختی سازه و به تبع آن کاهش نسبی دوره تناوب (پریود مود اول) خواهد شد. کاهش دوره تناوب اسکلت مقاوم سازه نیز باعث افزایش نسبی برش پایه و همچنین یک تغییر مشخص در اندازه ضریب مقیاس جهت هم‌پایه سازی رکورد با سطح خطر حوزه ساختمان خواهد شد. اضافه مقاومت ایجاد شده ناشی از تعبیه پیکربندی المان‌های زیر، باعث می‌شود که پایداری دینامیکی اسکلت مقاوم سازه تا محدوده بزرگتری از بازه زمانی کامل رکوردهای نیرومند زلزله برقرار باشد. افزون بر مطلب فوق، درباره رکوردهای حوزه نزدیک ضعیف‌تر که تنها حاوی اسپایک‌های کم‌دامنه شتاب و یک پالس ترکیبی کوچک و کوتاه مدت سرعت می‌باشند، مجموعه پارامترهای پاسخ لرزه‌ای دارای دامنه عددی به مراتب کمتری خواهند بود. بر اساس نتایج این تحقیق، دانسته شد که روند تشکیل

مکانیزم مفاصل پلاستیک در بخش‌های میانی و فوقانی اسکلت مقاوم مدل پایه، دارای شدت بیشتری بوده و از حدود عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش نیز تجاوز نموده است. نمود اساسی فرآیند فوق در رفتار لرزه‌ای غیرخطی مدل‌های ۲ و ۳ بصورت دامنه پایین‌تر آسیب‌ها بوده و در نتیجه اسکلت مقاوم سازه دیرتر به ناپایداری دینامیکی محتمل خواهد رسید. پارامتر بیشینه تغییر مکان نسبی جانبی (دریافت) برای مدل‌های ۲ و ۳ در اکثر موارد از مدل ۱ کمتر بوده و محل وقوع مقدار حداکثر به طبقات بالاتر منتقل شده است. همچنین یک کاهش نسبی نیز در مقدار بیشینه شتاب مطلق و سرعت نسبی طبقات ایجاد می‌شود. مجموعه آورده‌های این تحقیق نشان دهنده بهره‌وری خوب و عملکرد لرزه‌ای تعدیل‌یافته اسکلت‌های مقاوم و بلند مرتبه حاوی زیرهای بزرگ مقیاس است.

۶- مراجع

- [۱] استفورد اسمیت، ب.، کول، ا. و حاجی کاظمی، ح. (مترجم)، (۱۳۷۹)، آنالیز و طراحی سازه‌های بلند، انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد.

- [۱۹] کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، (۱۳۹۳)، آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران.
- [۲۰] دفتر مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۲)، مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث دهم: طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، وزارت راه، مسکن و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، نشر توسعه ایران، تهران.
- [21] Federal Energy Management Agency (FEMA), (1998), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356.
- [22] Federal Energy Management Agency (FEMA), (2005), Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, FEMA 440.
- [23] SAP2000, Computers and Structures, Berkeley, CA, 1976-2010, Integrated Structural Analysis and Design Software.
- [24] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2011) "Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading", *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, Vol. 137, pp. 1291-1302.
- [25] Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H. (2005) "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, pp. 1489-1511.
- [26] Movahed, H., Meshkat-Dini, A. and Tehranizadeh, M. (2014) "Seismic evaluation of steel special moment resisting frames affected by pulse type ground motions", *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC)*, No.15, pp. 575-585.
- [27] Azhdarifar, M., Meshkat-Dini, A. and Sarvghad-Moghadam, A. (2015) "Study on the seismic response of steel medium-height buildings with framed-tube skeleton under near-fault records", *Electronic Journal of Structural Engineering (EJSE)*, Vol. 15, pp. 70-87.
- [28] Mukhopadhyay, S. and Gupta, V.K. (2013) "Directivity pulses in near-fault ground motions-I: Identification, extraction and modeling", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 50, pp. 1-15.
- [29] Mukhopadhyay, S. and Gupta, V.K. (2013) "Directivity pulses in near-fault ground motions-II: Estimation of pulse parameter", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 50, pp. 38-52.
- [30] Somerville, P.G. (2003) "Magnitude scaling of the near-fault rupture directivity pulse", *Physics of the Earth and Planetary*, Vol. 137, pp. 201-212.
- [31] Haj Najafi, L. and Tehranizade, M. (2015) "Selecting appropriate intensity measure in view of efficiency", *Civil Engineering Infrastructures Journal*, Vol. 48, pp. 251-269.
- [32] Puglia, R., Russo, E., Luzi, L., D'Amico, M., Felicetta, C., Pacor, F. and Lanzano, G. (2018) "Strong motion processing service: A tool to access and analyze earthquakes strong-motion waveforms", *Bulletin of Earthquake Engineering (Springer)*, Vol. 16, pp. 2641-2651.
- [33] Bradley, B.A., Pettinga, D., Baker, J.W. and Fraser, J. (2017), "Guidance on the utilization of earthquake-induced ground motion simulations in engineering practice", *Earthquake Spectra (EERI)*, Vol. 33, pp. 809-835.
- [2] Gunel, M.H. and Ilgin H.E. (2007), "A proposal for the classification of structural systems of tall", *Journal of Building and Environment*, Vol. 42, pp. 2667-2675.
- [3] Lue, Q.Z., Tang, J. and Li, Q.S. (2003), "Shear lag analysis in beam columns", *Engineering Structure*, Vol. 25, pp. 1131-1138.
- [4] Elghazouli, A.Y., Castro, J.M. and Izzudin, B.A. (2008), "Seismic performance of composite moment-resisting frames", *Engineering Structure*, Vol. 30, pp. 1802-1819.
- [5] Tenchini, A., D'Aniello, M., Rebelo, C., Landolfo, R., Silva, L.S. and Lima, L. (2014), "Seismic performance of dual-steel moment resisting frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 101, pp. 437-454.
- [6] Ke, K. and Chen, Y. (2016), "Seismic performance of MRFS with high strength steel main frames and EDBs", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 126, pp. 214-228.
- [7] Iwan, W. (1995) "Drift demand spectra for selected Northridge sites", California Institute of Technology, Report No. EERL 95/07 Pasadena, California.
- [8] Elawady, A., Okail, H.O., Abdelrahman, A.A., Sayed-Ahmed E.Y. (2014) "Seismic Behavior of High-Rise Buildings with Transfer Floors", *Electronic Journal of Structural Engineering*, No.14, pp. 57-70.
- [9] Krawinkler, H. (2006), "Importance of good nonlinear analysis", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 15, pp. 515-531.
- [10] State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking, FEMA-355C (September 2000).
- [11] Krawinkler, H. and Alavi, B. (2004), "Behavior of moment-resisting frame structures subjected to near-fault ground motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 33, pp. 687-706.
- [12] Tehranizade, M. and Meshkat-Dini, A. (2007), "Non-linear response of high rise building to pulse type ground motions", *Australian Earthquake Engineering Society Conference (AEES 2007)*, Paper No. 38, Wollongong, Australia.
- [13] Bray, J.D. and Rodriguez-Marek, A. (2004) "Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 24, pp. 815-828.
- [14] Hall, J.F. (1998) "Seismic response of steel frame buildings to near-source ground motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, pp. 1445-1464.
- [15] Baker, J.W. and Cornell, C.A. (2008) "Vector-valued intensity measures for pulse-like near-fault ground motions", *Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 1048-1057.
- [16] Baker, J.W. (2007) "Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 97, No. 5, pp. 1486-1501.
- [17] Kalkan, E., Eeri, S.M., Kunnath, S.K. and Eeri M. (2006) "Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings", *Earthquake Spectra*, Vol. 22, pp. 367-390.
- [۱۸] دفتر مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۲)، مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ششم: بارهای وارده بر ساختمان، وزارت راه، مسکن و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، نشر توسعه ایران، تهران.

پی نوشت

⁶ Substructure

⁷ Incremental dynamic analysis

⁸ Stiffness deterioration

⁹ Strength degradation

¹⁰ Forward directivity

¹ Framed tube

² Flange part

³ Web part

⁴ Shear lag

⁵ Bundled tube

