نشریه مهندسی عمران امیرکبیر

نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، دوره ۵۵، شماره ۶، سال ۱۴۰۲، صفحات ۱۱۳۷ تا ۱۱۵۸
DOI: 10.22060/ceej.2023.21876.7842

برآورد مولفه استحکام تاب‌آوری سازه‌های بلند مرتبه دارای ساختار مقاوم قاب خمشی محیطی دسته شده با استفاده از نمودارهای شکنندگی

مهیار روشنی ، افشین مشکوه الدینی*، علی معصومی

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران.

خلاصه: این پژوهش در برگیرنده نگرش تحلیلی بر موضوع آسیب‌پذیری سازه‌های دارای اسکلت مقاوم متشکل از سلول‌های چندگانه قاب خمشی بر اساس رویکرد تاب‌آوری لرزه‌ای است. بدین ترتیب، دو سازه ۲۴ و ۴۸ طبقه با اسکلت مقاوم قاب خمشی محیطی دسته شده شامل ۹ سلول صلب یکپارچه، بر پایه مباحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان و ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده‌اند. نتایج این پژوهش بر اساس تحلیل‌های دینامیکی فزاینده (IDA) و آنالیز شکنندگی تحت رکوردهای سه مولفه‌ای حوزه نزدیک با انواع اثرات جهت‌داری بدست آمده و ارزیابی شده است. نمودارهای شکنندگی سازه‌های مطالعاتی نیز مطابق با ضوابط FEMA برای شش سطح عملکرد کرانه رفتار الاستیک (PL)، استفاده بی‌وقفه (IO)، کنترل خرابی (DC)، ایمنی جانی (LS)، آستانه فروریزش (CP) و ناپایداری احتمالی دینامیکی (GI) پیاده‌سازی گردیده‌اند. سپس با تعیین ضرایب آسیب بر اساس دستورالعمل HAZUS 2005 و به‌کارگیری فرمولاسیون پیشنهادی تابع خسارت در گزارش MCEER -09-0009، شاخص نیرومندی تاب‌آوری لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی محاسبه گردید. بر طبق بررسی نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، ملاحظه شد که سازه‌های قاب خمشی محیطی دسته شده دارای ایمنی به نسبت مناسبی در برابر ایجاد وضعیت فروریزش تحت رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک حاوی پالس سرعت می‌باشند. همچنین، بر پایه ارزیابی مقادیر احتمالاتی محاسبه شده برای رخداد حالات حدی نیز دریافت شد که سازه‌های مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده با نمود جامع‌تر رفتار غیرخطی هندسی، دچار روند تدریجی زوال مقاومت و کاهش سختی می‌گردند. مطابق با پردازش نمودارهای شکنندگی ملاحظه شد که به کارگیری ساختار مقاوم قاب خمشی محیطی دسته شده در ساختمان‌های بلند مرتبه می‌تواند قابلیت بالای پایداری دینامیکی را در مقابل روند تصاعدی گسترش خسارت ایجاد نماید. بر اساس نتایج سنجش تاب‌آوری لرزه‌ای سازه‌ها، مولفه استحکام سازه‌های ۲۴ و ۴۸ طبقه قاب خمشی به ترتیب برابر با ۸۳/۶ و ۸۴/۸ درصد بدست آمد. همچنین، از نتایج حاصله برداشت گردید که سازه بلند مرتبه ۴۸ طبقه دچار افت مقاومت و کارایی کمتری پس از رخداد زلزله می‌شود.

تاریخچه داوری:
دریافت: ۱۴۰۱/۰۷/۳۰
بازنگری: ۱۴۰۲/۰۱/۲۵
پذیرش: ۱۴۰۲/۰۲/۱۰
ارائه آنلاین: ۱۴۰۲/۰۲/۲۶

کلمات کلیدی:
سازه بلند مرتبه
قاب خمشی محیطی دسته شده
تاب‌آوری لرزه‌ای
نمودار شکنندگی
تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

۱- مقدمه

قاب‌های خمشی به عنوان سیستم مقاوم جانبی در مناطق با خطر لرزه خیزی بالا دارای کاربرد گسترده‌ای هستند. نیروهای دینامیکی بزرگی در اعضای اصلی این سازه‌ها تحت جنبش‌های نیرومند زمین ایجاد می‌گردد. بر همین اساس نیز ارزیابی عملکرد لرزه‌ای و آسیب‌پذیری اسکلت‌های قاب خمشی تحت رکوردهای حوزه نزدیک متاثر از اثرات نیرومند جهت‌داری حایز اهمیت است. عسگریان و همکاران در سال ۲۰۱۰ با انجام تحلیل‌های دینامیکی فزاینده، سطح اطمینان سازه‌های قاب خمشی با قابلیت شکل‌پذیری معمولی، متوسط و ویژه را برای رسیدن به حد عملکرد هدف بررسی کردند[۱].

کیم[1] و همکاران نیز به مطالعه خرابی پیشرونده در سازه‌های با سیستم مقاوم دسته شده دارای سلول‌های صلب چندگانه پرداختند. آنان با در نظر گرفتن انواع آرایش حذف عضو در سازه‌های مذکور دریافتند که ستون‌های گوشه‌ای پلان، می‌توانند نقش مهمی را در حفظ و برقراری پایداری اسکلت مقاوم ایفا نمایند[۲]. همچنین، در پژوهش وحدانی و همکاران(۲۰۱۷) نیز تاثیر پریود پالس سرعت موجود در تاریخچه زمانی رکوردهای حوزه نزدیک بر وضعیت فروریزش ساختارهای قاب خمشی با معیار شکنندگی مختلف، ارزیابی گردید[۳].

بروز رفتار چرخه‌ای اتصالات تیر–ستون در اسکلت‌های فولادی، بطور

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: meshkat@khu.ac.ir

1 Kim

حقوق مؤلفین به نویسندگان و حقوق ناشر به انتشارات دانشگاه امیرکبیر داده شده است. این مقاله تحت لیسانس آفرینندگی مردمی (Creative Commons License) در دسترس شما قرار گرفته است. برای جزئیات این لیسانس، از آدرس https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode دیدن فرمائید.

مستقیم در شکل‌گیری و تغییرات دامنه پاسخ غیرخطی سازه تاثیرگذار است. اتصالات اعضای اسکلت‌های مقاوم به صورت صلب و یا ساده طراحی می‌شوند. نتایج مطالعات و آزمایش‌های گذشته نشان داده که اتصالات تیر–ستون به صورت صلب کامل و یا مفصل خمشی رفتار نمی‌کنند و می‌توان رفتار نیمه صلب را نیز برای آنها لحاظ کرد. در این باره، کنیت آیدین[1] و همکاران در سال ۲۰۲۱ میزان انرژی جذب شده در انواع اتصالات نیمه صلب را با پردازش منحنی‌های هیسترزیس محاسبه کردند[۴]. همچنین، ما[2] و همکاران(۲۰۲۱) نیز یک روش تحلیلی برای قاب‌های سازه‌ای را به منظور ارزیابی پایداری اسکلت مقاوم دارای اتصالات نیمه صلب، بر پایه روابط فرم بسته و تعریف معیار بحرانی کمانش نامتقارن پیشنهاد نمودند[۵].

با انجام تحلیل‌های دینامیکی فزاینده می‌توان ظرفیت مقاومتی اسکلت‌های مقاوم را بر پایه پارامترهای شدت لرزه‌ای (IM) و نیاز سازه‌ای (DM) بررسی کرد[۶]. همچنین بر پایه نمودارهای IDA نیز محدوده های تقریبی رفتار الاستیک، مکانیزم تسلیم، روند ورود سازه به حوزه رفتار غیرخطی و وقوع ناپایداری احتمالی دینامیکی در ساختار مقاوم مشخص می‌گردد[۸،۷]. حاجی کاظمی و همکاران در سال ۲۰۲۰ تاثیرات تعداد طبقات و نوع رکورد زلزله را بر خرابی پیشرونده قاب‌های خمشی دو بعدی، بر پایه مقاومت و عملکرد خمشی ستون انتخابی و بر اساس انجام تحلیل‌های دینامیکی فزاینده (IDA) بررسی نمودند[۹]. ماسدو[3] و همکاران(۲۰۲۱) بر اساس نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی فزاینده ملاحظه کردند که سازه‌های قاب خمشی با تعداد دهانه مختلف و طراحی شده بر مبنای Eurocode 8 ، دارای سطح ایمنی مناسب در برابر فررویزش می‌باشند[۱۰].

بر اساس پردازش تحلیلی و پیاده‌سازی عددی نمودارهای شکنندگی[4]، می‌توان احتمال تجاوز دامنه پاسخ سازه‌ها از سطوح عملکردی در مقادیر مختلف متناظر با پارامتر شدت لرزه‌ای را مشخص نمود. آخوندی و همکاران در سال ۲۰۲۱ به مطالعه اثر اندرکنش خاک و سازه بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی با دیدگاه مفهومی شکنندگی پرداختند. آورده و نتیجه حاصله نیز آن است که مدلسازی هر دو پارامتر انعطاف‌پذیری و میرایی ساختگاه، سبب افزایش مقادیر احتمالاتی رخداد حالت حدی آستانه فروریزش (CP) در نمودارهای شکنندگی اسکلت مقاوم می‌گردد[۱۱]. هوآنگ[5] و همکاران(۲۰۲۱) نیز تاثیرات تعریف مشخصات مدل‌های متفاوت رفتار هیسترزیس برای اتصالات تیر–ستون را بر نمودارهای شکنندگی قاب‌های خمشی فولادی و بتن آرمه در سطوح مختلف آسیب لرزه‌ای، بر پایه تابع توزیع تجمعی لوگ–نرمال ارزیابی کردند[۱۲]. همچنین، اهل‌حق و میرقادری در سال ۲۰۲۰ به منظور کنترل پاسخ دریفت در سازه‌های قاب خمشی، استفاده از المان‌های اضافی متصل‌کننده دو تیر در طبقات مجاور را مطرح کردند. در آن مطالعه، بررسی نمودارهای شکنندگی نشان داد که المان‌های اضافی متصل‌کننده تیرها باعث افزایش پتانسیل جذب انرژی زلزله و کاهش فولاد مصرفی می‌شوند[۱۳]. عملکرد سازه‌ها در صورت وقوع زلزله، تحت تاثیر میزان آسیب المان‌های اصلی تغییر خواهد کرد. بدین ترتیب سازه بر پایه میزان خرابی، نیازمند بازسازی سیستم مقاوم برای رسیدن به عملکرد لرزه‌ای هدف با توجه به منابع در دسترس می‌باشد. تاب‌آوری[6] توانایی زیرساخت به منظور کاهش احتمال خسارت مرتبط با وقوع خطر، کاهش و میرایی اثرات ناشی از خطر در صورت رخداد و یا بازسازی سریع پس از وقوع خطر، تعریف می‌شود[۱۴].

بطور کلی تاب‌آوری لرزه‌ای ظرفیت مقاومتی ساختار مقاوم را برای محدود کردن اثرات و مدت زمان خسارات گسترده زلزله مشخص می‌کند. چهار مفهوم اصلی تاب‌آوری لرزه‌ای شاخص‌های نیرومندی[7] ، افزونگی[8] ، توانمندسازی[9] و سرعت[10] می‌باشند. شاخص نیرومندی (مولفه استحکام) به عنوان اصلی‌ترین پارامتر تاب‌آوری لرزه‌ای، مقاومت سیستم سازه‌ای نسبت به آسیب ناشی از وقوع یک خطر و ریسک غیرقابل پیش‌بینی را بیان می‌کند. به عبارت بهتر، بر پایه مولفه استحکام می‌توان تاب‌آوری سیستم مقاوم به حفظ عملکرد و کارایی در طول رویداد را تخمین و بررسی کرد. در این مورد گراسیمیدیس[11] و همکاران (۲۰۱۷) تاب‌آوری لرزه‌ای قاب فولادی ۱۵ طبقه را با درنظرگیری هم‌زمان رویکرد آتش و خرابی پیشرونده[12] بر اساس تاثیرات حذف عضو ارزیابی کردند[۱۵]. لو و فنگ نیز در سال ۲۰۲۰، شاخص نیرومندی سازه شبکه قطری[13] را با در نظرگیری ضرایب آسیب‌پذیری و اهمیت لرزه‌ای برای المان‌های اصلی، محاسبه کردند. آنان برای پردازش و توصیف روابط پیشنهادی نیز از نتایج برگرفته از مدل آزمایشگاهی استفاده نمودند[۱۶]. شایان ذکر است که در پژوهش حاضر، میزان و بازه تغییرات

1 Cüneyt Aydin
2 Ma
3 Macedo
4 Fragility Curve
5 Huang

6 Resilience
7 Robustness
8 Redundancy
9 Resourcefulness
10 Rapidity
11 Gerasimidis
12 Progressive Collapse
13 Diagrid Structure

جدول ۱. پریودهای مودال سازه‌های ۲۴ و ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده

Table 1. The first three modal periods of vibrations of the studied bundled tube structures

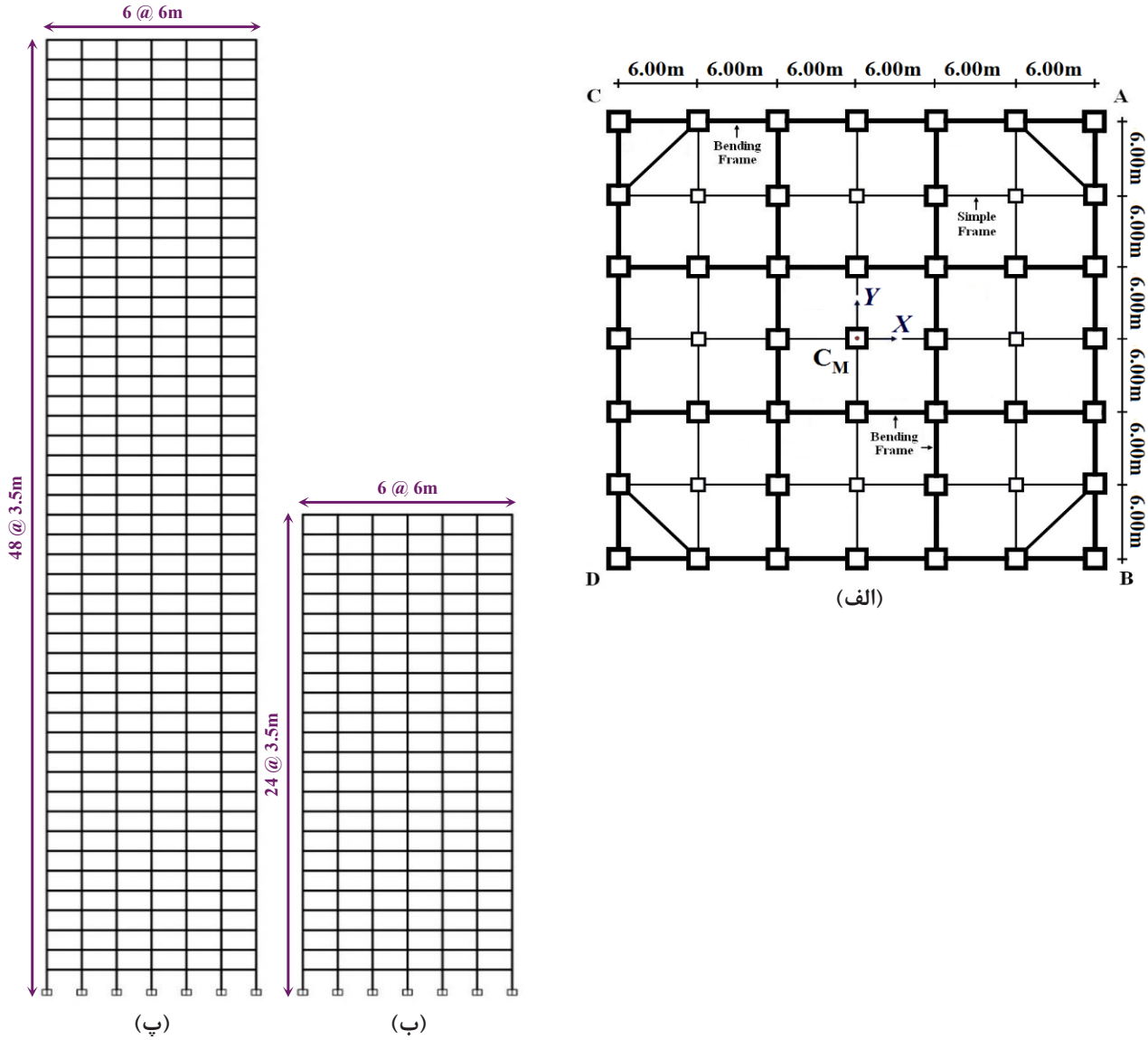
سازه‌های مطالعاتی	T_1 (sec) پریود مود اول انتقالی (محور X)	T_2 (sec) پریود مود دوم انتقالی (محور Y)	T_3 (sec) پریود مود اول پیچشی (محور Z)
24story Bundled Tube	۳/۱۹۸	۳/۱۹۸	۲/۶۰۱
48story Bundled Tube	۴/۹۳۶	۴/۹۳۶	۳/۷۱۰

مرتبط با قابلیت آسیب‌پذیری سازه‌های بلند مرتبه قاب خمشی محیطی دسته شده با توجه به مولفه استحکام تاب‌آوری لرزه‌ای بررسی شده است. بدین ترتیب، یک مجموعه تحلیل‌های دینامیکی فزاینده و سپس آنالیز شکنندگی بر روی سازه‌های مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه تحت رکوردهای حوزه نزدیک حاوی انواع اثرات جهت‌داری انجام گردیده است. همچنین در این مطالعه، برای تخمین احتمالاتی شکست سازه‌های مطالعاتی نیز شش سطح عملکرد لرزه‌ای در نظرگرفته شده و پارامترهای موضوعی تاب‌آوری بر اساس ارزیابی خسارت المان‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای محاسبه گردیده است.

۲- ساختار تحلیلی سازه‌های مطالعاتی

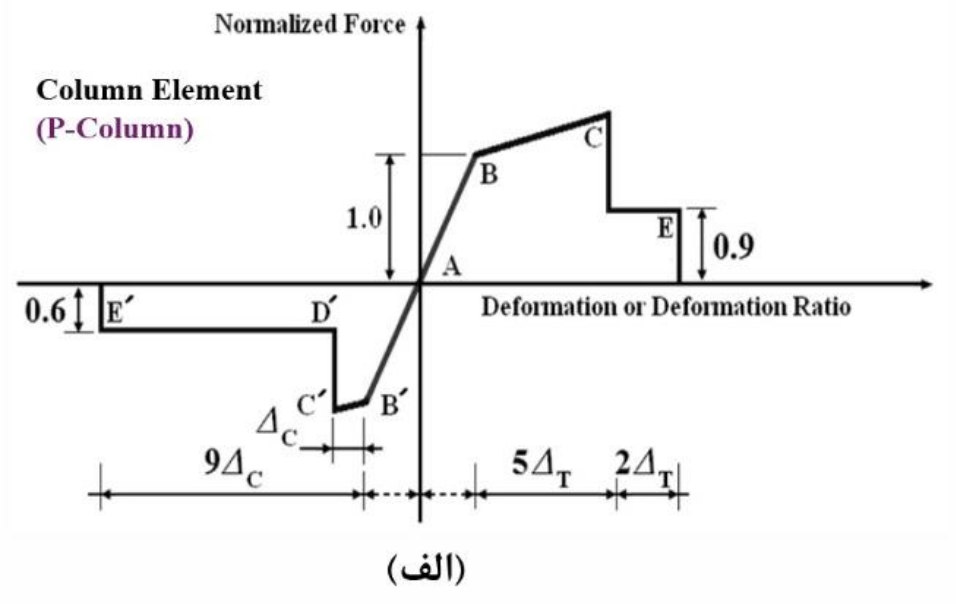
در این پژوهش دو سازه ۲۴ و ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده (شکل ۱) بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده و بررسی کفایت مشخصات طرح و ارزیابی حوزه تعریف ضوابط نیز صورت پذیرفته است[۱۹،۱۸،۱۷]. سازه های مطالعاتی متشکل از قاب‌های خمشی و ساده هستند. پیکربندی اسکلت مقاوم نیز از ۹ سلول صلب یکپارچه ساخته شده است. همچنین، سازه های مطالعاتی در محیط نرم‌افزار Sap 2000 مدل‌سازی شدند [۲۰] و همگی بر روی خاک نوع II و در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد قرار گرفته‌اند. بر طبق داده های جدول ۱، معیارهای رفتار پیچشی سخت و ستون قوی-تیر ضعیف در روند طراحی سازه های مطالعاتی و نیز در برپایی اسکلت مقاوم در محیط نرم افزار بطور کامل بررسی و تایید گردید. پلان سازه‌های مطالعاتی به صورت متقارن و ابعاد ۳۶×۳۶ متر با دهانه‌های ۶ متری (شکل ۱-الف) و ارتفاع طبقات ۳,۵ متر می‌باشد.

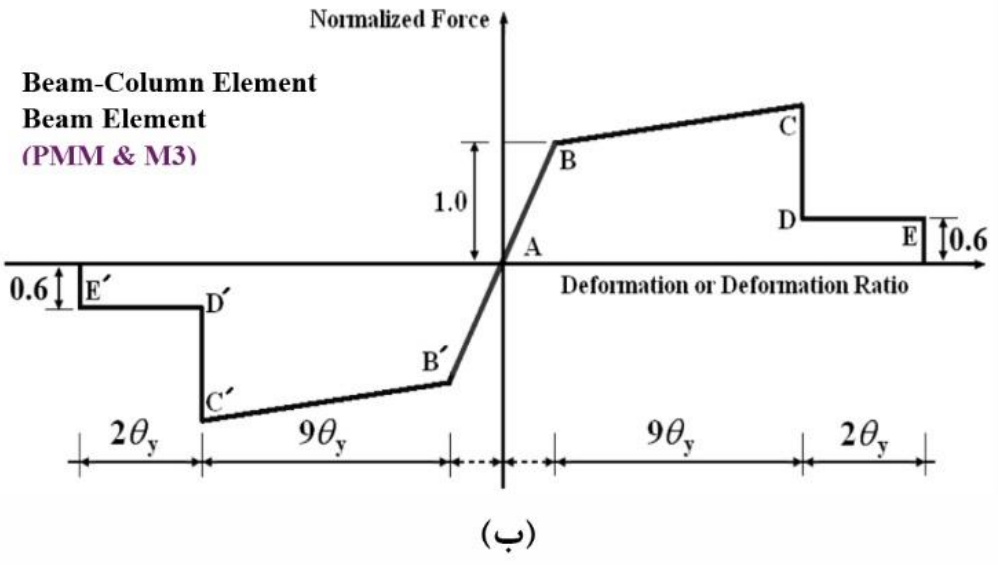
مشخصات رفتار غیرخطی اعضای اصلی سازه‌های مطالعاتی بر پایه ضوابط FEMA 440 و ASCE/SEI 41-17 تعریف و مشخص شده‌اند [۲۲،۲۱]. ساختار چرخه هیسترزیس و مقادیر متناظر با محدوده رفتار غیرالاستیک المان‌های تیر-ستون در قاب‌های خمشی و نیز ستون‌ها در قاب‌های داخلی با اتصالات مفصل، در شکل ۲ ارائه شده است. اعضای اصلی سیستم مقاوم از فولاد ST37 با مشخصات تنش تسلیم(F_y) و تنش نهایی(F_u) به ترتیب برابر با ۲۴۰۰ kgf/cm^2 و ۳۷۰۰ kgf/cm^2 ساخته شده‌اند. نکته دیگر آن که به منظور ایجاد توزیع یکنواخت تنش برشی در مقطع اعضاء و پرهیز از وقوع کمانش‌های موضعی جانبی-پیچشی در المان‌های سازه از نیمرخ جعبه‌ای (Box) و نیز تیر ورق I شکل، به ترتیب برای ستون‌ها و تیرهای اسکلت مقاوم استفاده گردید. بر همین اساس، در طراحی سازه بلند مرتبه ۴۸ طبقه به منظور کنترل نسبت‌های مقاومتی، نیمرخ دارای دو ورق جان در مقاطع تیرها و نیز ورق تقویتی اضافی برای نیمرخ ستون‌های قاب‌های خمشی در نظر گرفته شد. شکل ۳ طرح هندسی نیمرخ مقاطع اعضای سازه‌های مطالعاتی را نشان می‌دهد. همچنین، در جدول‌های ۲ و ۳ نیز ابعاد و مشخصات مقاطع نیمرخ‌های فولادی برای المان‌های اصلی سازه‌های مطالعاتی آورده شده است. مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، بار مرده طبقات برابر با ۵۰۰ kg/m^2 لحاظ شده است. بار زنده در همه طبقات (به جز بالاترین تراز ارتفاعی z=H) برابر با ۲۰۰ kg/m^2 و همچنین برای بالاترین طبقه نیز ۱۵۰ kg/m^2 است[۲۳].



شکل ۱. پلان و نمای سازه‌های مطالعاتی قاب خمشی محیطی دسته شده؛ (الف) ساختار پلان مربعی متقارن شامل صفحات قاب‌های خمشی (خطوط تیره پر رنگ) و صفحات قاب‌های ساده مفصلی (خطوط تیره نازک)؛ همچنین C_M مرکز جرم طبقه است، (ب) نمای سازه ۲۴ طبقه، (پ) نمای سازه ۴۸ طبقه

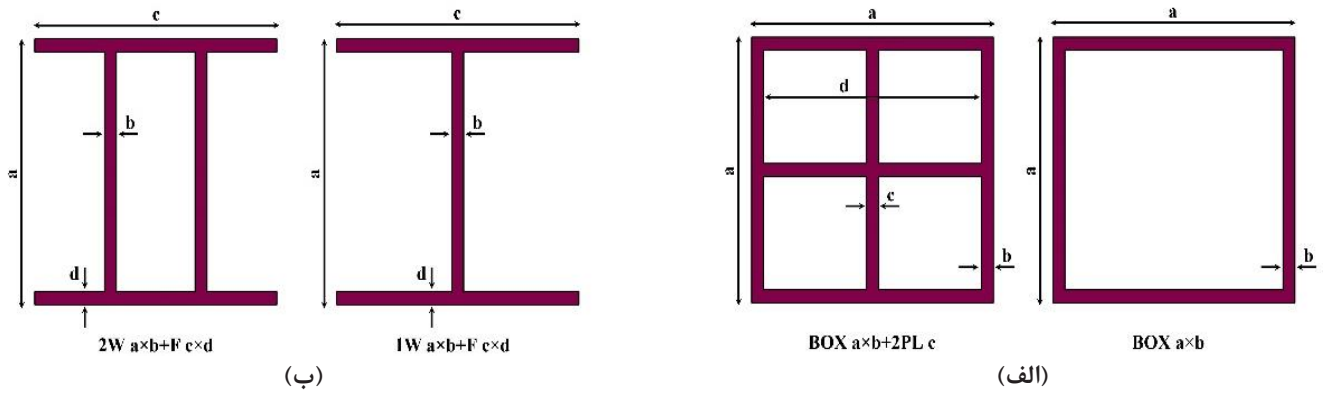
Fig. 1. Plan and elevation of the studied bundled tube structures; (a) Configuration of bending and simple frames, (b) Facade of the 24story model, (c) Facade of the 48story model





شکل ۲. مشخصات رفتار غیرخطی اعضای سازه‌های مطالعاتی؛ (الف) مفصل پلاستیک در ستون‌های قاب‌های ساده باربر ثقلی، (ب) مفصل پلاستیک در المان‌های تیر و تیر-ستون سازنده قاب‌های خمشی [۲۲،۲۱]

Fig. 2. Nonlinear characteristics of the structural elements; (a) Plastic hinge specifications in simple column elements, (b) Plastic hinge specifications in flexural beam-column elements [21,22]



شکل ۳.هندسه نیمرخ مقاطع استفاده شده در طراحی اعضای سازه‌ها؛ (الف) ستون‌ها، (ب) تیرها

Fig. 3. Geometric shapes of member cross sections: (a) Columns; (b) Beams

جدول ۲. مشخصات مقاطع المان‌های سازه ۲۴ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده (میلیمتر)

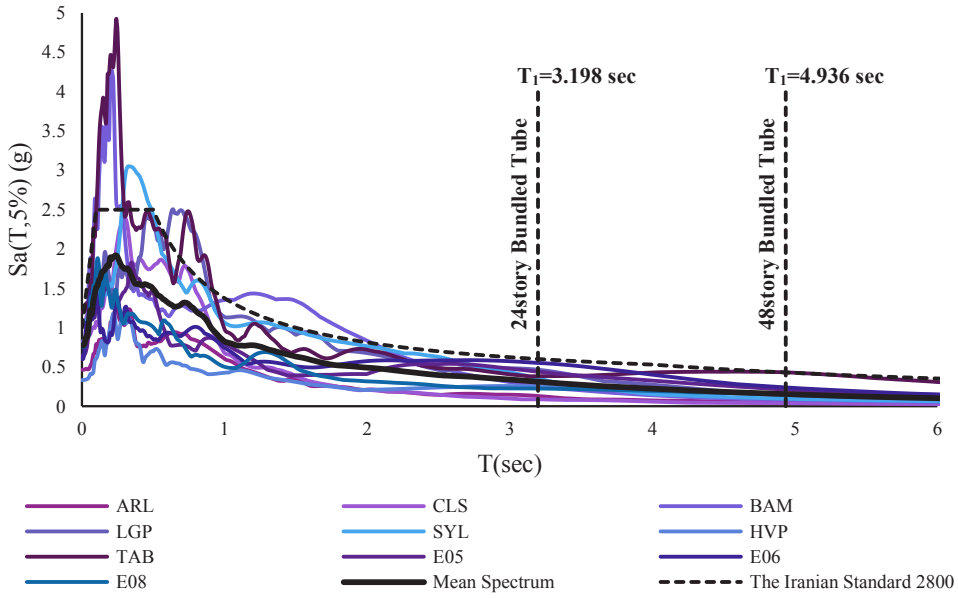
Table 2. Elements section properties for the 24-story studied structure (mm)

قاب ساده			قاب خمشی		
تیرها	ستون‌ها	طبقه	تیرها	ستون‌ها	طبقه
	BOX 500×25	۵-۱	1W500×15+F350×25	BOX 600×30	۶-۱
	BOX 450×20	۱۰-۶	1W450×15+F350×25	BOX 550×25	۱۲-۷
1W350×10+F150×20	BOX 400×15	۱۵-۱۱	1W450×10+F350×25	BOX 500×20	۱۸-۱۳
	BOX 350×15	۲۰-۱۶	1W400×10+F300×20	BOX 450×15	۲۴-۱۹
	BOX 300×10	۲۴-۲۱			

جدول ۳. مشخصات مقاطع المان‌های سازه ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده (میلیمتر)

Table 3. Elements section properties for the 48-story studied structure (mm)

قاب ساده			قاب خمشی		
تیرها	ستون‌ها	طبقه	تیرها	ستون‌ها	طبقه
1W200×10+F100×15	BOX 450×35	۶-۱	2W600×30+F400×35	BOX 850×35+2PL30	۶-۱
	BOX 450×30	۱۲-۷	2W550×30+F400×35	BOX 750×35+2PL30	۱۲-۷
	BOX 400×30	۱۸-۱۳	2W550×25+F400×30	BOX 650×35+2PL30	۱۸-۱۳
	BOX 400×25	۲۴-۱۹	2W500×25+F400×30	BOX 550×35+2PL30	۲۴-۱۹
	BOX 350×25	۳۰-۲۵	2W500×20+F400×25	BOX 500×35+2PL30	۳۰-۲۵
	BOX 350×20	۳۶-۳۱	2W450×20+F400×25	BOX 450×35+2PL30	۳۶-۳۱
	BOX 300×20	۴۲-۳۷	2W350×20+F300×25	BOX 400×35	۴۲-۳۷
	BOX 300×15	۴۸-۴۳	2W300×10+F250×15	BOX 300×35	۴۸-۴۳



شکل ۴. مقادیر طیفی مربوط به سازه‌های مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه بر پایه مود اول ارتعاش و مطابق با طیف SRSS پاسخ شتاب (Sa) متناظر با مولفه‌های LN و TR رکوردهای انتخابی [۱۹]

Fig. 4. Spectral response acceleration values corresponding to the basic period of vibrations due to the studied structures [19]

۳- رکوردهای حوزه نزدیک انتخابی

بررسی مطالعات لرزه‌شناسی بیان‌گر آن است که تعداد رکوردهای حوزه نزدیک دارای پالس در تاریخچه زمانی سرعت، چندان زیاد نیست و محدود می‌باشد. همچنین ملاحظه شده که با ساخت نگاشت‌های ریاضی هم پایه با رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک، می‌توان تاثیرگذاری طیفی ساختارهای گوناگون موجک‌های پالس مانند را بررسی و برآورد نمود. بر همین اساس نیز پاسخ غیرخطی اسکلت‌های مقاوم تحت رکوردهای دارای انواع پالس و اسپایک‌های پرانرژی ارزیابی می‌شود[۲۴]. جنبش‌های نیرومند زمین به سبب ایجاد نیاز لرزه‌ای بیشتر در اسکلت‌های مقاوم، دارای اهمیت می‌باشند. بر همین اساس، چهارچوب علمی این پژوهش شامل بررسی رفتار دینامیکی دو سازه مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه با اسکلت قاب خمشی محیطی دسته شده تحت ۱۰ رکورد سه مولفه‌ای حوزه نزدیک متاثر از انواع اثرات جهت‌داری پیشرونده[1]، پسرونده[2] و خنثی[3] است[۲۵].

ماهیت انتشار امواج نیرومند لرزه‌ای S_H و S_V در یک زلزله بزرگ و نیز تاثیرات حوزه اصلی گسیختگی به گونه‌ای است که برای رکوردهای پرقدرت حوزه نزدیک، مجموعه اسپایک‌های پردامنه شتاب و پالس‌های پیوسته سرعت و تغییرمکان متناظر با تاریخچه زمانی مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR) نمود مشخص‌تر و بزرگ‌تری نسبت به مقادیر مشابه در مولفه موازی صفحه مذکور (مولفه LN) دارند. همچنین احتمال پدیدار شدن موجک‌ها و اسپایک‌های نیرومند در تاریخچه زمانی مولفه قائم رکورد (مولفه UP) نیز برقرار است. مشخصات فیزیکی مولفه TR رکوردهای انتخابی در جدول ۴ آورده شده است.

با ارزیابی طیف‌های پاسخ تحریکات زمین نیز می‌توان ارتباط ویژگی‌های پالس سرعت موجود در تاریخچه زمانی رکوردهای حوزه نزدیک و دامنه‌های تغییرات طیفی متناظر را بررسی نمود[۲۶]. مولفه LN رکوردهای زلزله در راستای X پلان سازه های مطالعاتی، مولفه TR در راستای Y و مولفه UP نیز هم جهت با راستای Z اسکلت مقاوم اعمال گردیده است. شکل ۴ طیف پاسخ شتاب (S_a) را به صورت محاسباتی SRSS مربوط به دو مولفه LN و TR نشان می‌دهد. همان‌طور که در این شکل مشخص است، میانگین دامنه پاسخ شتاب طیفی رکوردهای حوزه نزدیک انتخابی برای سازه

1 Forward Directivity
2 Backward Directivity
3 Neutral Directivity

جدول ۴. مشخصات فیزیکی رکوردهای زلزله انتخابی [۲۵]

Table 4. Physical properties of the selected earthquake records [25]

No.	Earthquake	Station	Year	Magnitude (M_w)	$PGA_{(TR)}$ (g)	$PGV_{(TR)}$ (cm/s)	$PGD_{(TR)}$ (cm)	Directivity
۱	Bam	**BAM - 1.0km**	۲۰۰۳	۶/۶	۰/۷۹۳	۱۲۳/۷۰	۳۵/۱۴	*Forward Dir.*
۲	Imperial Valley	**El Centro Array 5 (E05) - 4.0km**	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۳۷۹	۹۰/۵۲	۶۲/۱۹	*Forward Dir.*
۳	Imperial Valley	**El Centro Array 6 (E06) – 1.0km**	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۴۳۹	۱۱۰/۱۴	۶۹/۳۱	*Forward Dir.*
۴	Imperial Valley	**El Centro Array 8 (E08) – 3.8km**	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۶۰۲	۵۴/۱۳	۳۱/۲۴	*Forward Dir.*
۵	Imperial Valley	**Holtville Post Office (HVP) – 7.5km**	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۲۵۳	۵۰/۰۳	۳۲/۰۵	*Neutral Dir.*
۶	Loma Prieta	**Los Gatos (LGP) – 6.1km**	۱۹۸۹	۶/۹	۰/۵۶۳	۹۶/۲۳	۳۷/۱۲	*Forward Dir.*
۷	Loma Prieta	**Corralitos (CLS) – 5.1km**	۱۹۸۹	۶/۹	۰/۶۴۴	۵۵/۴۸	۱۰/۴۶	*Backward Dir.*
۸	Northridge	**Arleta (ARL) – 12.9km**	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۳۴۵	۴۲/۰۴	۱۰/۰۹	*Neutral Dir.*
۹	Northridge	**Sylmar Olive View (SYL) – 6.4km**	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۸۴۳	۱۲۹/۶۱	۳۲/۹۳	*Forward Dir.*
۱۰	Tabas	**TAB – 3.0km**	۱۹۷۸	۷/۴	۰/۸۵۲	۱۲۲/۶۶	۱۰۱/۷۳	*Forward Dir.*

مطالعاتی ۲۴ طبقه، به نسبت بیشتر از سازه ۴۸ طبقه می‌باشد.

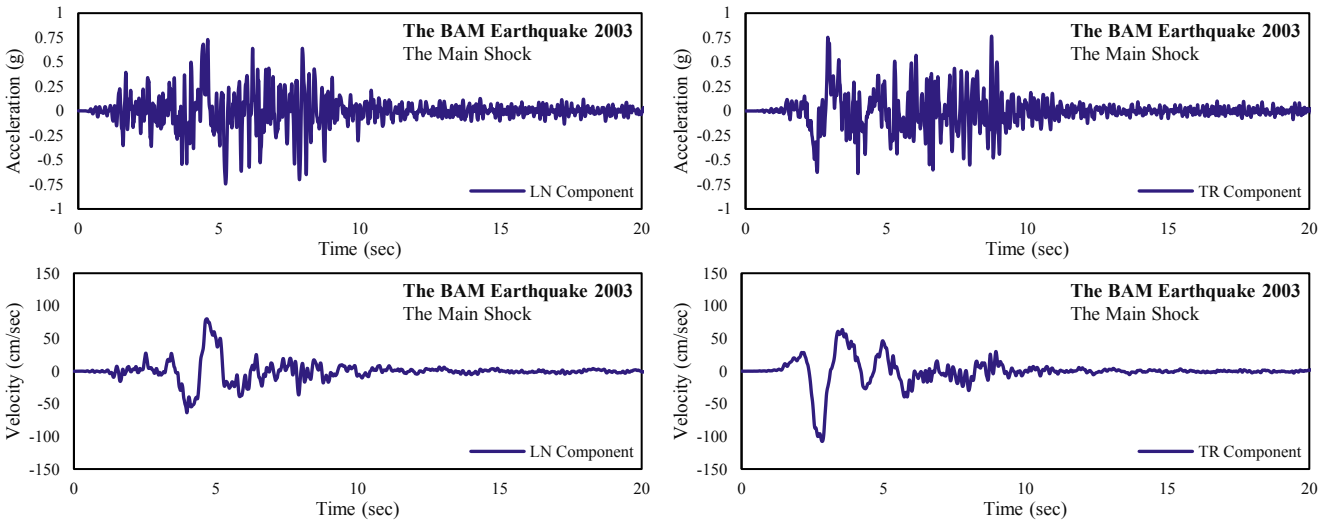
ماهیت فیزیکی رکوردهای نیرومند حاوی پالس سرعت به گونه‌ای است که بطور معمول، مقادیر پارامترهای بیشینه زمین برای مولفه TR بیشتر از مولفه LN بدست می‌آید. در این باره نیز ملاحظه می‌شود که تاریخچه زمانی سرعت متناظر با مولفه TR رکورد BAM (شکل ۵) حاوی یک پالس پیوسته با دامنه بالا و گام زمانی میان دو محور ۱/۵ تا ۶ ثانیه است. ساختار فیزیکی و PGV مربوط به پالس سرعت مولفه TR به وضوح بیشتر از مشخصات هم‌ارز در مولفه LN می‌باشد. پالس ترکیبی بزرگ، پردامنه و طولانی مدت سرعت متناظر با مولفه TR از رکورد TAB (شکل ۶) در حدوده محور زمانی ۴ ثانیه شروع شده و یک موجک ترکیبی متشکل از سه ساختار موجی شبه نیم‌سینوس نیز در میان محورهای ۶/۵ تا ۱۷ ثانیه ملاحظه می‌شود. هر یک از این سه بخش موجی شکل نیز حاوی مجموعه‌ای از اسپایک‌های مشخص با گام زمانی کوچک هستند. این ویژگی نیز حاکی از مشارکت فرکانس‌های بالا در کنار دامنه بسامدی پایین، در ساختار ترکیبی و یکپارچه پالس بسیار بزرگ سرعت در مولفه TR رکورد TAB است.

۴- ارزیابی تاب‌آوری لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی

۴- ۱- نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده (IDA)

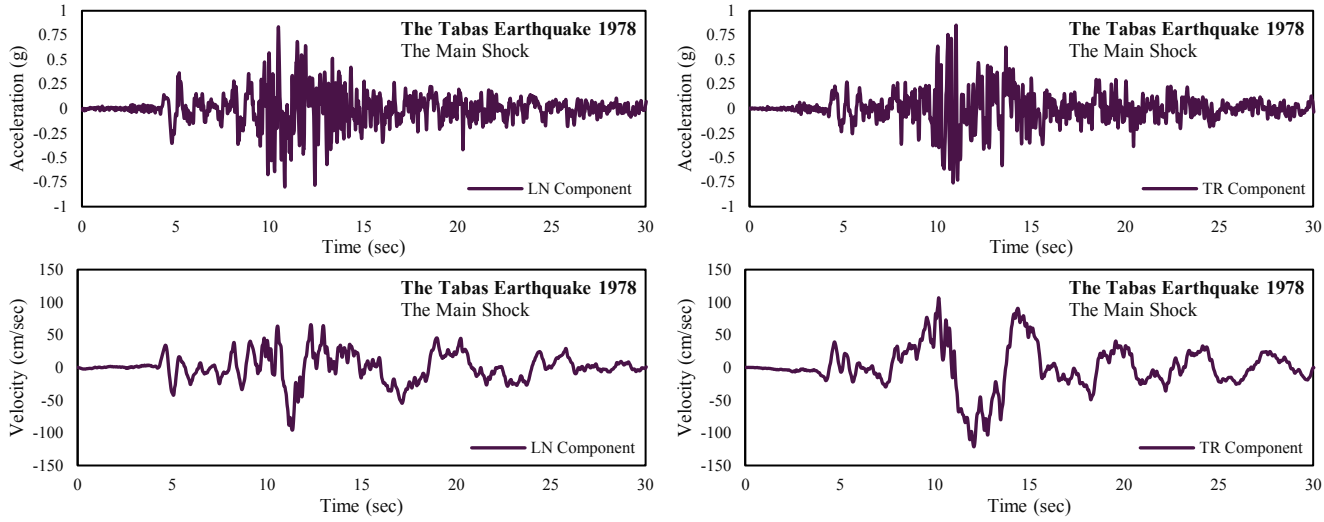
در این مطالعه، یک روند پردازش عددی آسیب‌پذیری سازه‌ای و مشخصات تحلیلی متناظر آن نسبت به برآورد وضعیت فروریزش هر دو سازه مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه با اسکلت قاب خمشی محیطی دسته شده، بر اساس تحلیل‌های دینامیکی فزاینده مطرح گردیده است. آنالیز دینامیکی بر روی سازه‌های مطالعاتی تحت ۱۰ رکورد حوزه نزدیک انتخابی در نرم افزار Per-form-3D انجام شد[۲۷]. تطابق مشخصات مودال سازه‌های مطالعاتی (شکل۱)، در هر دو نرم افزار Sap 2000 و Perform-3D برقرار است. در تحلیل‌های غیرخطی دو پارامتر بیشینه شتاب زمین (PGA) و مقادیر بیشینه دریفت طبقات سازه به عنوان فاکتورهای نیاز سازه‌ای (DM) و شدت لرزه‌ای (IM) لحاظ شده‌اند. بدین ترتیب، نمودارهای مشخصه IDA و دامنه تغییرات پاسخ غیرخطی برای سازه‌های مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده تحت رکوردهای حوزه نزدیک انتخابی و با گام افزایشی شتاب معادل با g ۰/۲ مطابق با شکل‌های ۷ تا ۱۰ محاسبه گردیده‌اند.

بر طبق نتایج حاصله، سازه‌های قاب خمشی محیطی دسته شده دارای



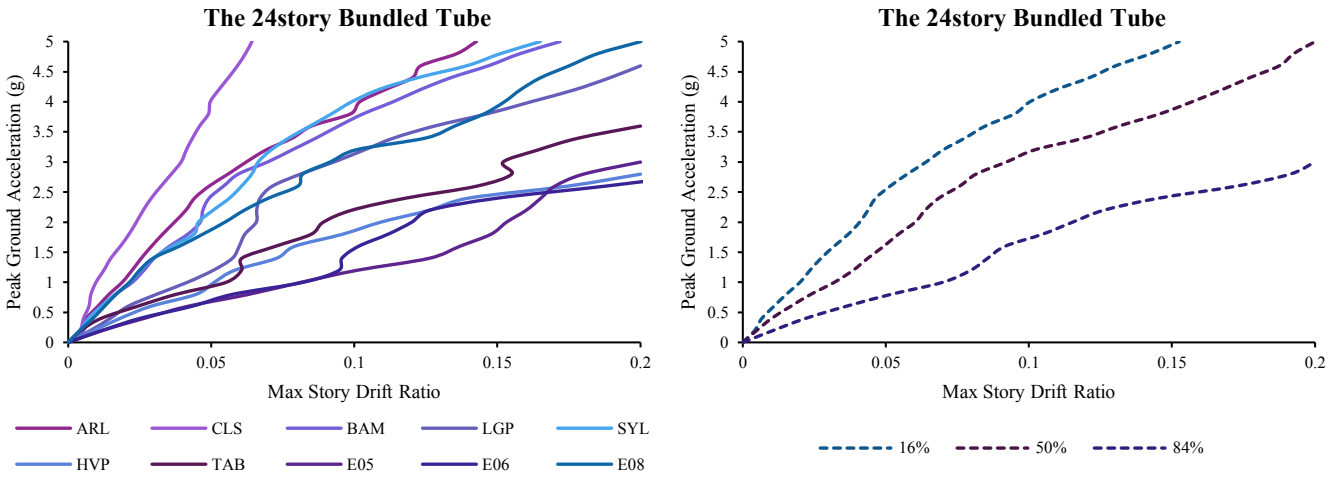
شکل ۵. شتابنگاشت و تاریخچه زمانی سرعت رکورد BAM در جهات موازی (مولفه LN) و عمود (مولفه TR) بر صفحه شکست گسل [۱۹]

Fig. 5. Acceleration and velocity time histories of the BAM record [19]



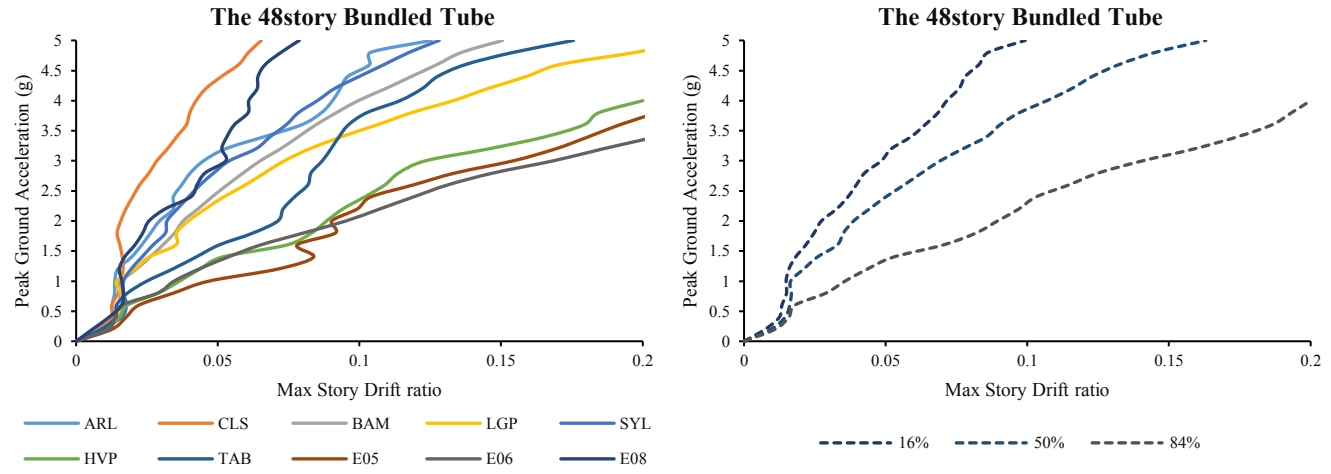
شکل ۶. شتابنگاشت و تاریخچه زمانی سرعت رکورد TAB در جهات موازی (مولفه LN) و عمود (مولفه TR) بر صفحه شکست گسل [۱۹]

Fig. 6. Acceleration and velocity time histories of the TAB record [19]



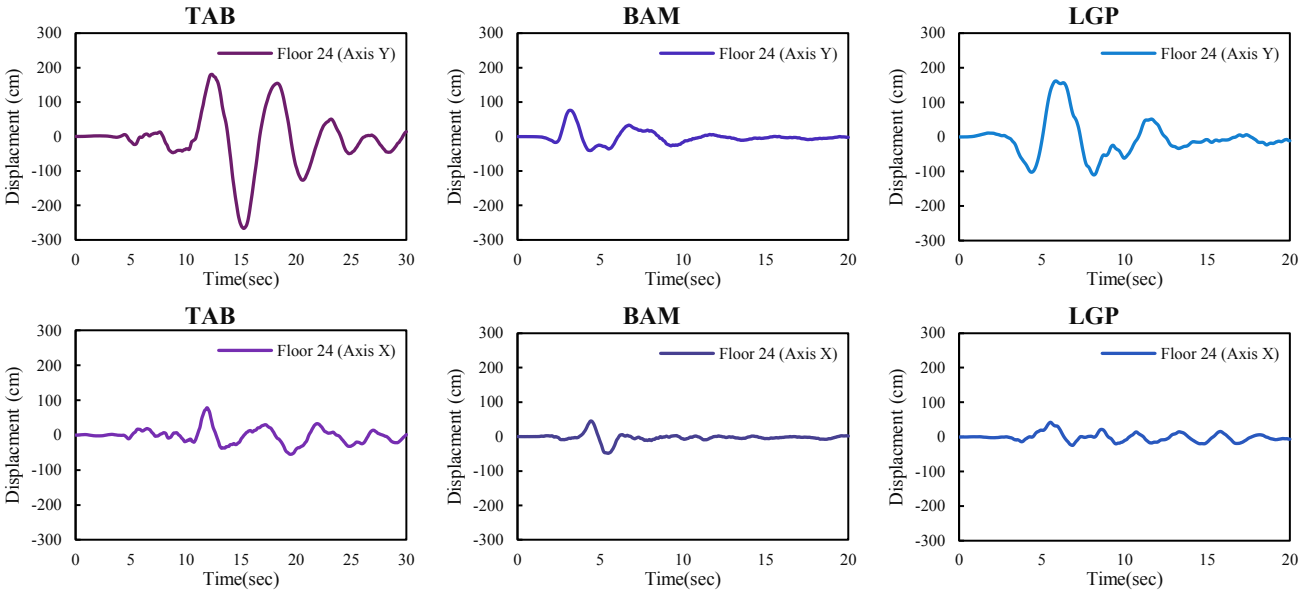
شکل ۷. پردازش احتمالاتی و ساختار نمودارهای مشخصه تحلیل‌های دینامیکی فزاینده (IDA) برای سازه مطالعاتی ۲۴ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده تحت رکوردهای حوزه نزدیک انتخابی

Fig. 7. The resulted IDA curves for the 24-story studied bundled tube structure



شکل ۸. پردازش احتمالاتی و ساختار نمودارهای مشخصه تحلیل‌های دینامیکی فزاینده (IDA) برای سازه مطالعاتی ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده تحت رکوردهای حوزه نزدیک انتخابی

Fig. 8. The resulted IDA curves for the 48-story studied bundled tube structure



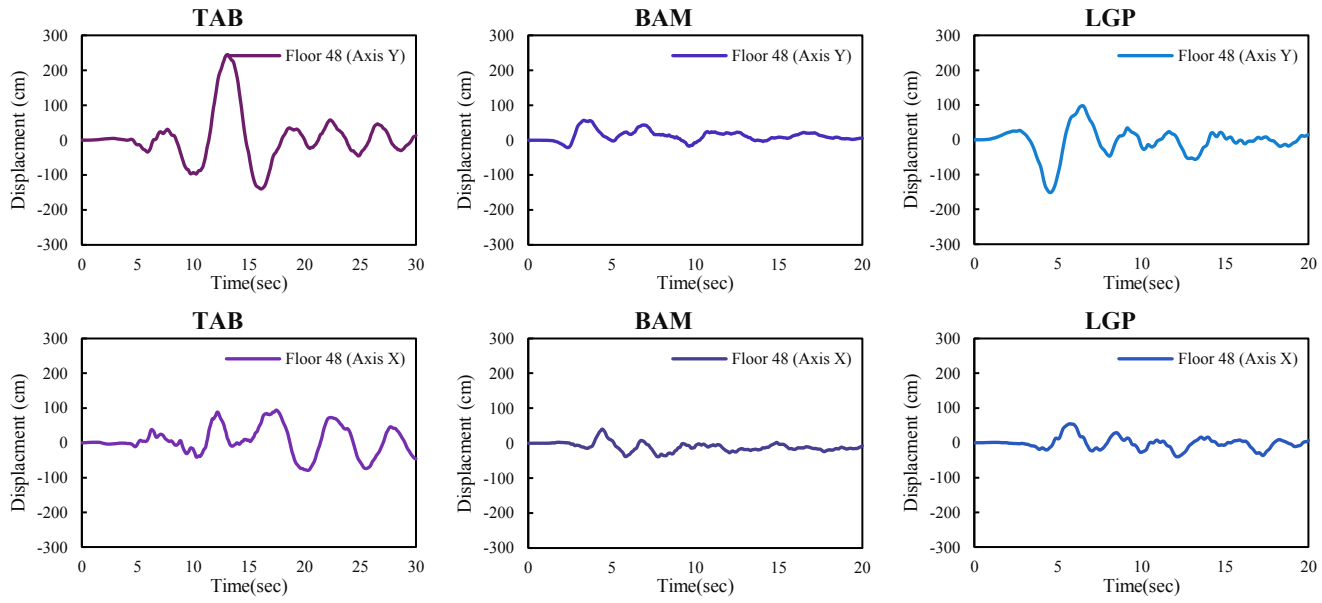
شکل ۹. تاریخچه زمانی تغییرمکان جانبی متناظر با راستاهای X و Y مربوط به مرکز جرم CM در بالاترین طبقه (تراز z=H) سازه مطالعاتی ۲۴ طبقه (شکل ۱) تحت رکوردهای TAB، BAM و LGP هم پایه شده با سطح شتاب برابر با ۱/۰ g

Fig. 9. The lateral displacement time histories related to the mass center of the top floor level (z=H) of the 24-story studied structure subjected to the TAB, BAM and LGP records scaled at the acceleration intensity of 1.0g

قابلیت پذیرش دریفت به نسبت بالایی تحت رکوردهای حوزه نزدیک می باشند. در این باره، مقادیر شتاب معادل با وضعیت فروریزش برای سازه‌های مطالعاتی تحت جنبش‌های نیرومند متاثر از اثرات جهت‌داری پیشرونده، بطور نسبی کمتر از سایر رکوردهای حوزه نزدیک حاوی اثرات جهت‌داری پسرونده و خنثی است. بر پایه نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده ملاحظه می‌شود که شیب نمودار IDA برای رکوردهای BAM و TAB بطور نسبی کمتر از رکوردهای فاقد پالس سرعت مانند ARL و CLS است. در واقع رکوردهای حاوی پالس و اسپایک‌های پرانرژی در تاریخچه زمانی سرعت، قابلیت تشدید یافته آزادسازی و اعمال سهم انرژی بیشتر در واحد زمان به سازه را دارا می‌باشند. این روند نیز با مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌های حاوی اثرات نیرومند جهت‌داری پیشرونده، نمود بزرگی در بیشینه دریفت سازه دارد. پیرو این اثرات نیز دامنه بزرگ تغییرات برای رفتار هیسترزیس اعضای اصلی اسکلت مقاوم سازه، همراه با آهنگ سریع زوال مقاومت و کاهش سختی پدیدار خواهد شد. ایجاد تغییرات به شدت متغیر برای شیب نمودارهای مشخصه IDA نیز بر همین اساس توصیف می‌گردد. وضعیت نمودارهای مذکور در شکل‌های ۷ و ۸ به گونه‌ای است که تغییرات پارامتر بیشینه دریفت در سطوح مختلف شدت لرزه‌ای برای سازه مطالعاتی ۴۸ طبقه، دارای روند به نسبت یکنواخت‌تر و با مقادیر نه چندان بزرگ می‌باشد. همچنین، دامنه تغییرات و نمود بزرگ‌تر برای کاهش تدریجی پایداری سازه ۲۴ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده نیز برقرار است.

نکته دیگر آن که در نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده برای سازه مطالعاتی ۴۸ طبقه، یک ناهمگونی و برگشت به عقب در منحنی مشخصه IDA مربوط به رکورد E05 مشاهده می‌شود. با ارزیابی حوزه‌های عملکرد مفاصل پلاستیک در اسکلت مقاوم، مشخص شد که در پی ایجاد آسیب‌های موضعی، نمود میرایی هیسترزیس در رفتار اسکلت مقاوم به تدریج بیشتر می‌گردد. بر همین اساس، یک سخت‌شدگی ظاهری[1] در عملکرد لرزه‌ای این سازه بلند مرتبه وجود خواهد داشت. تاکید دیگر نیز آن است که بروز

1 Artificial Stiffening



شکل ۱۰. تاریخچه زمانی تغییرمکان جانبی متناظر با راستاهای X و Y مربوط به مرکز جرم CM در بالاترین طبقه (تراز z=H) سازه مطالعاتی ۴۸ طبقه (شکل ۱) تحت رکوردهای TAB، BAM و LGP هم پایه شده با سطح شتاب برابر با ۱/۰ g

Fig. 10. The lateral displacement time histories related to the mass center of the top floor level (z=H) of the 48-story studied structure subjected to the TAB, BAM and LGP records scaled at the acceleration intensity of 1.0g

ویژگی‌های رفتاری غیرخطی و دامنه تغییرات پارامتر دریفت در نمودارهای مشخصه IDA برای هر دو سازه مطالعاتی، بصورت متفاوت بوده و نمی‌توان با قطعیت درباره یکسان بودن روند تدریجی افت مربوط به هر دو عامل سختی و مقاومت، یک پردازش موضوعی را بکار برد.

بر اساس نمودارهای احتمالاتی ۱۶ درصد در شکل‌های ۷ و ۸ ، ملاحظه می‌شود که مقادیر بیشینه دریفت جانبی هر دو سازه مطالعاتی قاب خمشی محیطی دسته شده، در سطوح شتاب بالا نیز کمتر از ۰/۲ می‌باشد. به عبارت بهتر، در صورت رخداد یک زلزله پرانرژی و دارای ۱۶ درصد از ویژگی‌های طیفی رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک، احتمال وقوع وضعیت فروریزش در سازه‌های مطالعاتی بطور نسبی کمتر خواهد بود. برآورد این مورد برای سازه ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده تا مقادیر احتمالاتی۵۰ درصد نیز برقرار است. با افزایش رویکرد تطابق فرکانس‌های پرانرژی زلزله با بسامدهای مودال سازه‌ها، احتمال رخداد ناپایداری در اسکلت مقاوم بیشتر می‌شود. این مقوله نیز نشان دهنده تاثیر پالس‌های پیوسته سرعت موجود در ساختار فیزیکی رکوردهای پرقدرت حوزه نزدیک بر دامنه خسارت محتمل وارد بر سازه است. در این باره نیز مقایسه معیار احتمالاتی میانگین (معیار ۵۰٪) برای نمودارهای IDA هر دو سازه مطالعاتی نشان می‌دهد که برقراری پایداری عمومی و ثبات نسبی برای ایستایی اسکلت مقاوم، تا بیش از حد دریفت قابل ملاحظه ۰/۱۵ وجود دارد. این توصیف برای سازه مطالعاتی ۴۸ طبقه در دامنه دریفت بیش از ۰/۱۶۵ دچار ناهمگونی شده و احتمال وقوع ناپایداری در بخش‌هایی از اسکلت مقاوم برقرار خواهد بود. پردازش و توصیف هم ارز مطلب فوق نیز برای معیار احتمالاتی ۸۴ درصد، متناظر با بیشینه شتاب مشخصه در فراگذشت از تراز آستانه فروریزش و وقوع خرابی کلی در سازه‌های مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی، به ترتیب در حدود مقادیر ۳ g و ۴ g می‌باشد.

شکل‌های ۹ و ۱۰ نمایش‌گر نمودارهای تاریخچه زمانی تغییرمکان جانبی[1] مرکز جرم C_M در تراز z=H سازه‌های مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده تحت رکوردهای حاوی پالس سرعت TAB ، BAM و LGP هم‌پایه شده با سطح شتاب برابر با ۱/۰ g است.

1 Displacment

جدول ۵. محدوده سطوح عملکرد لرزه‌ای بر پایه مقادیر بیشینه دریفت طبقات [۲۹]

Table 5. The limits of the assigned seismic performance levels based on the maximum story drifts [29]

حالات حدی	کرانه رفتار الاستیک (PL)	استفاده بی‌وقفه (IO)	کنترل خرابی (DC)	ایمنی جانی (LS)	آستانه فروریزش (CP)	ناپایداری دینامیکی (GI)
مقادیر دریفت (درصد)	۰/۵٪	٪۱	۱/۵٪	٪۲	٪۴	٪۱۰

ملاحظه می‌شود که نحوه و ساختار نمودارهای مذکور بطور مستقیم از آرایش و بازه‌های زمانی پالس پیوسته و مجموعه اسپایک‌های پردامنه موجود در تاریخچه زمانی سرعت رکوردهای انتخابی تاثیر می‌پذیرد. بر طبق این نتایج، رکورد TAB تغییرشکل به نسبت بزرگی را به سازه‌های مطالعاتی قاب خمشی محیطی دسته شده، در سطح شتاب مشخص تحمیل می‌کند. یک روند مشخص شکل‌گیری و گسترش مولفه های غیرخطی با دامنه به نسبت بزرگ در اسکلت مقاوم سازه پدیدار شده و نمود این رفتار نیز به صورت نرم شدن تدریجی اسکلت مقاوم و افزایش پریودهای مشخصه مودال، ناشی از تشکیل و بزرگ شدن حوزه‌های تسلیم المان‌ها می‌باشد.

۴- ۲- آنالیز شکنندگی

تعیین احتمال رخداد سطوح عملکرد لرزه‌ای در رفتار سازه‌ها، با انجام یک رویکرد احتمالاتی بر روی توزیع‌های آماری بر پایه توابع شکنندگی انجام می‌گیرد. بدین ترتیب، نمودار شکنندگی (منحنی شکست) میزان تجاوز از حالات حدی برای ساختارهای مقاوم را در مقادیر مختلف شدت لرزه‌ای (IM) نشان می‌دهد[۲۸]. تابع شکنندگی متناظر با وضعیت خرابی کلی[1] برای سازه‌های مطالعاتی مطابق با رابطه(۱) تعریف می‌شود:

$$P\left[C\left|IM=im_i\right.\right]=P\left[IM_C\geq IM=im_i\right] \qquad (۱)$$

مطابق با این رابطه، مقادیر فراگذشت دامنه پاسخ سازه از محدوده حالات حدی برای سطوح مختلف شتاب زلزله (IM) بر پایه احتمال شرطی $P\left[C\left|IM=im_i\right.\right]$ مشخص می‌شود. در مطالعه حاضر، روابط شکنندگی بر اساس توزیع آماری لوگ-نرمال پیاده‌سازی شده است. با تعیین میانگین μ و انحراف معیار σ ، تابع چگالی احتمال توزیع لوگ-نرمال برای متغیر تصادفی x به صورت زیر بیان می‌گردد:

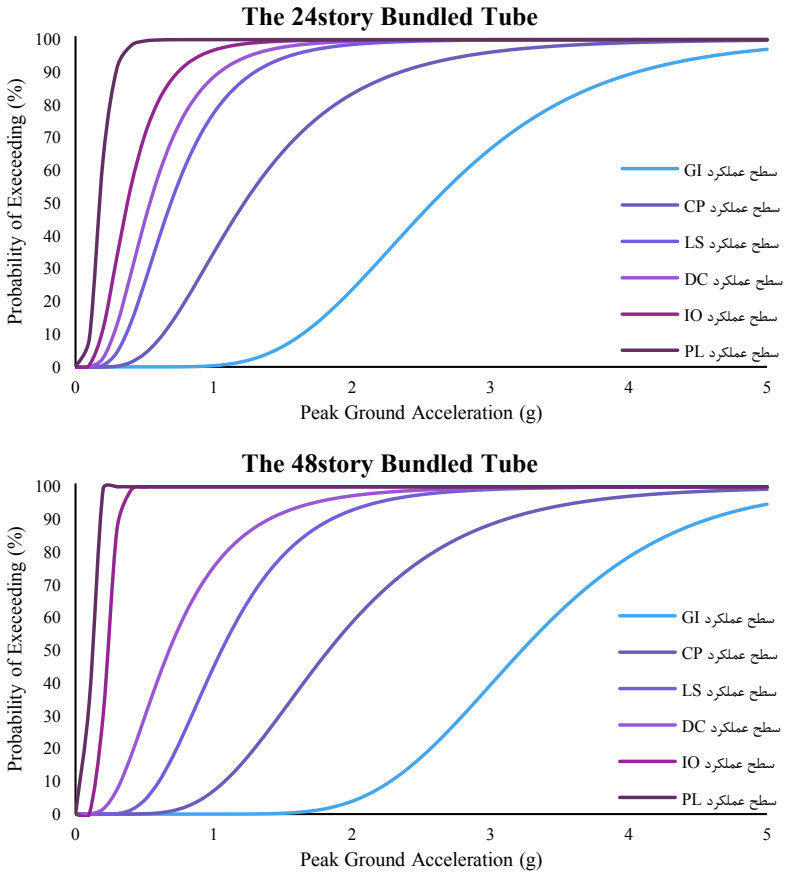
$$f\left(x\right)=\frac{1}{x\,\sigma\sqrt{2\pi}}\exp\left(-\frac{\left(Ln\left(x\right)-\mu\right)^2}{2\sigma^2}\right) \qquad (۲)$$

همچنین، حدود مجاز سطوح عملکرد برای پارامتر بیشینه دریفت طبقات نیز بر پایه FEMA 356 در محاسبات نمودارهای شکنندگی لحاظ گردید[۲۹]. در جدول ۵ مقادیر حوزه‌های وضعیت‌های عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، با توجه به معیار بیشینه دریفت طبقات ارائه شده است. بدین صورت رفتار شکنندگی سازه‌های مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده برای حالات حدی کرانه رفتار الاستیک[2] (PL)، استفاده بی‌وقفه[3] (IO)، کنترل خرابی[4] (DC)، ایمنی جانی[5] (LS)، آستانه فروریزش[6] (CP) و ناپایداری احتمالی دینامیکی[7] (GI) مطابق شکل‌های ۱۱ تا ۱۴ مورد بررسی قرار گرفته است.

بر پایه نمودارهای شکنندگی شکل ۱۱، سازه مطالعاتی ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده در سطوح شتاب کمتری، وضعیت عملکرد استفاده بی‌وقفه (IO) را نسبت به سازه مطالعاتی ۲۴ طبقه تجربه می‌کند. یک عامل برای این مورد آن است که با افزایش ارتفاع اسکلت مقاوم، دامنه تغییرشکل جانبی و تاثیر مشارکت مودهای بالاتر در پاسخ لرزه‌ای سازه نیز بیشتر

1 Collapse

2 Post-Linear (PL)
3 Immediate Occupancy (IO)
4 Damage Control (DC)
5 Life Safety (LS)
6 Collapse Prevention (CP)
7 Global Instability (GI)



شکل ۱۱. نمودارهای شکنندگی سازه های مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده در سطوح عملکرد لرزه‌ای مختلف

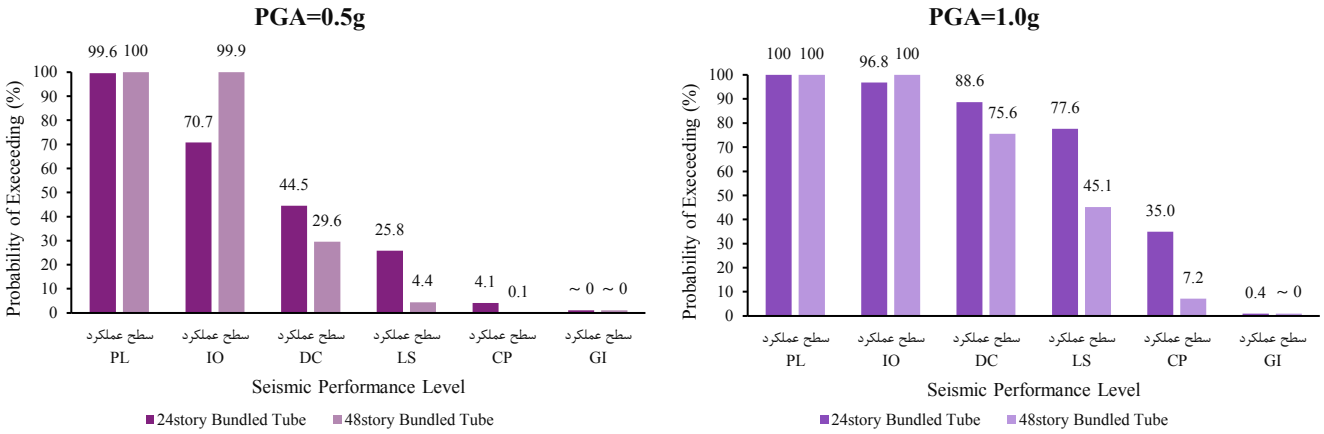
Fig. 11. Fragility curves of the 24 and 48-story studied bundled tube models corresponding to various limit states

می‌گردد. بطور کلی در سطح عملکرد لرزه‌ای ایمنی جانی (LS) تا محدوده خرابی کلی، سازه ۴۸ طبقه دارای سطح اطمینان بالاتر در برابر رخداد حالات حدی می‌باشد. به بیان دیگر، اسکلت مقاوم قاب خمشی محیطی دسته شده می‌تواند رویکرد لرزه‌ای مناسبی را برای پایداری در برابر خسارت ناشی از رکوردهای حوزه نزدیک حاوی پالس و اسپایک‌های پرانرژی ایجاد نماید.

در نمودارهای شکنندگی سازه‌های مطالعاتی برای تراز عملکردی GI ملاحظه می‌شود که توصیف وضعیت ناپایداری دینامیکی اسکلت‌های مقاوم برای احتمال ۵۰ درصد، ناگزیر از وقوع زلزله با بیشینه شتاب در محدوده ۲/۵ g تا ۳/۵ g است. بر اساس نتایج شکل ۱۱ دریافت می‌شود که سازه‌های ۲۴ و ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده از قابلیت مقاومتی مناسبی در مقابل روند تصاعدی آسیب‌های لرزه‌ای برخوردار هستند. نتیجه مذکور نیز هماهنگ با این موضوع است که کارایی اسکلت قاب خمشی محیطی دسته شده، سبب تعدیل و کم‌شدن نسبی اثرات لنگی برش[1] می‌گردد. نمود و تاثیر مستقیم این روند نیز در کاهش برآیندهای محوری–خمشی و یکنواخت‌سازی توزیع نیروی برشی زلزله، به ویژه در المان‌های تیر–ستون متعلق به قاب‌های صلب پیرامونی اسکلت مقاوم پدیدار خواهد شد.

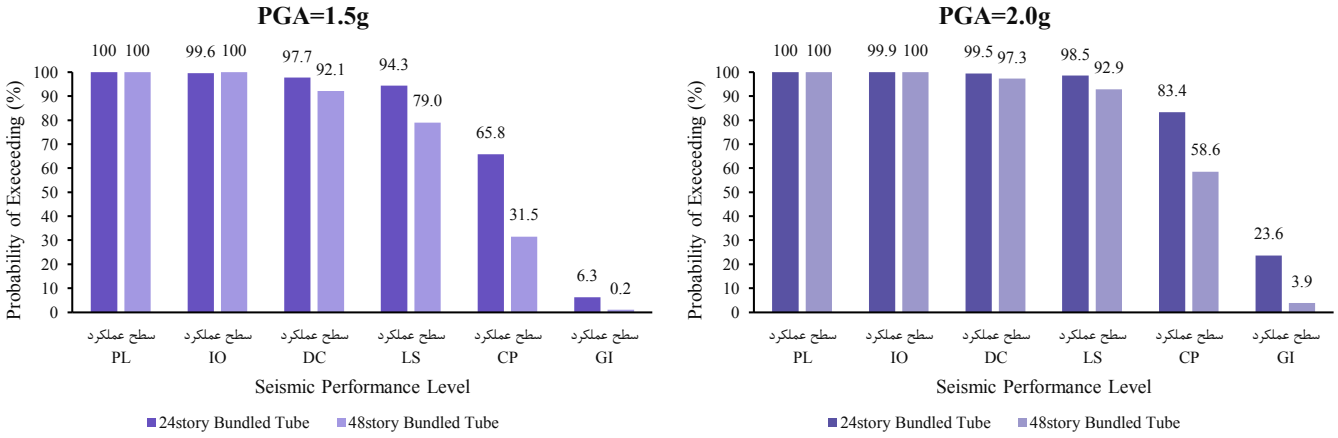
در شکل‌های ۱۲ تا ۱۴ نیز مقادیر احتمالاتی رخداد حالات حدی در سطوح شدت لرزه‌ای برابر با ۰/۵ g، ۱/۰ g، ۱/۵ g، ۲/۰ g، ۲/۵ g و ۳/۰ برای سازه‌های مطالعاتی بررسی شده است. نتایج حاصله نشان می‌دهد که رخداد سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه (IO) در اسکلت‌های مقاوم تحت جنبش‌های نیرومند زمین، بسیار محتمل می‌باشد. بدین لحاظ در سطوح

1 Shear Lag



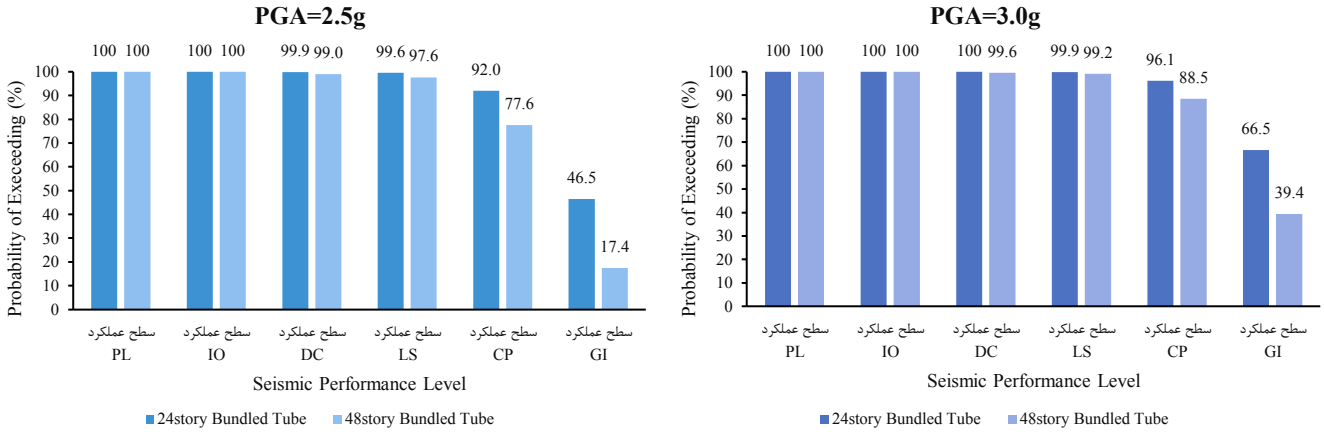
شکل ۱۲. مقادیر احتمالاتی رخداد حالات حدی مختلف در سطوح شدت لرزه‌ای برابر با ۰/۵ g و ۱/۰ g بر پایه نتایج آنالیز شکنندگی سازه های مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده

Fig. 12. The occurrence probability of the assigned limit states for the studied structures according to the results of fragility analyses corresponding to PGA=0.5g , 1.0g



شکل ۱۳. مقادیر احتمالاتی رخداد حالات حدی مختلف در سطوح شدت لرزه‌ای برابر با ۱/۵ g و ۲/۰ g بر پایه نتایج آنالیز شکنندگی سازه های مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده

Fig. 13. The occurrence probability of the assigned limit states for the studied structures according to the results of fragility analyses corresponding to PGA=1.5g , 2.0g



شکل ۱۴. مقادیر احتمالاتی رخداد حالات حدی مختلف در سطوح شدت لرزه‌ای برابر با ۲/۵ g و ۳/۰ g بر پایه نتایج آنالیز شکنندگی سازه های مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده

Fig. 14. The occurrence probability of the assigned limit states for the studied structures according to the results of fragility analyses corresponding to PGA=2.5g , 3.0g

شتاب پایین، بروز پاسخ لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی قاب خمشی محیطی دسته شده، با نمود جامع‌تر رفتار غیرخطی هندسی تحت جنبش‌های نیرومند زمین مشخص می‌گردد. بر پایه نتایج شکل ۱۲، احتمال رخداد سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP) برای سطوح شتاب کمتر از ۱/۰ g در سازه‌های مطالعاتی، دارای مقادیر کمینه است. همچنین در صورت رخداد زلزله با بیشینه شتاب ۳/۰ g برای سازه‌های مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه نیز احتمال وقوع ناپایداری دینامیکی کلی (GI) برای اسکلت مقاوم به ترتیب برابر با ۶۶/۵ و ۳۹/۴ درصد می‌باشد. بر اساس نتایج حاصله می‌توان چنین انگاشت که یک روند محدود شده برای وقوع احتمالی مودهای کمانشی تحت انتشار امواج لرزه‌ای در اعضای اصلی سازه‌های مطالعاتی پدیدار می‌شود. این مورد را می‌توان به سبب مقادیر کمتر طیف پاسخ شتاب (S_a) برای سازه مطالعاتی ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده، مطابق با شکل ۴ برقرار دانست.

۴- ۳- محاسبه تابع خسارت

محاسبه خسارات لرزه‌ای وارد بر سازه‌ها، دارای عدم قطعیت بسیار و همچنین نیازمند تعاریف آسیب در هر سطح عملکرد لرزه‌ای می‌باشد. بطور کلی، خسارت بر سیستم مقاوم، بیشترین اهمیت را در ارزیابی تاب‌آوری لرزه‌ای اسکلت‌های مقاوم دارد. مطابق گزارش MCEER-09-0009 تابع خسارت سازه‌ای بر پایه هزینه تعمیر سازه ($C_{S,j}$)، هزینه جایگزینی (I_S) و نرخ کاهش سالانه (r) به صورت زیر تعریف می‌گردد[۳۰]:

$$L_{S_{total}}(I)=\sum_{j=1}^{n}\left[\frac{C_{S,j}}{I_S}\cdot\prod_{i=1}^{T_i}\frac{(1+\delta_i)}{(1+r_i)}\right]\cdot P_j\left\{\bigcup_{i=1}^{n}(R_i\geq r_{\lim i})/I\right\}j \qquad (۳)$$

در این رابطه، δ_i نرخ استهلاک سالانه، P_j احتمال فراگذشت از سطح عملکرد j برای هر شدت رکورد زلزله(I) و همچنین t_i فاصله زمانی بین ساخت اولیه و رویداد زلزله است. در پژوهش حاضر، محاسبات تابع خسارت مربوط و محدود به طراحی لرزه‌ای اسکلت‌های بلند مرتبه با سیستم مقاوم قاب خمشی محیطی دسته شده می‌باشد. بر همین اساس، تابع خسارت سازه مرتبط با خرابی اسکلت مقاوم تحت بارگذاری لرزه‌ای تخمین زده می‌شود. بر طبق دستورالعمل HAZUS 2005 تعیین ضرایب آسیب حالات حدی مختلف برای سیستم سازه‌ای و مولفه‌های غیرسازه‌ای به صورت جدول ۶ در فرمول تابع خسارت لحاظ شده است[۳۱].

مقادیر تجاوز از وضعیت‌های عملکرد لرزه‌ای(P_j) نیز بر پایه فاکتور محدوده احتمالاتی کنترل سازه‌های ۲۴ و ۴۸ طبقه مشخص می‌گردد.

جدول ۶. مقادیر ضرایب آسیب حالات حدی بر پایه دستورالعمل HAZUS 2005 [۳۱]

Table 6. The damage ratios for various performance levels according to the HAZUS 2005 guidelines [31]

سطوح عملکرد لرزه‌ای	ضرایب آسیب ($C_{S,j}$ / I_S)	
	اعضای سازه‌ای	اعضای غیرسازه‌ای
کرانه رفتار الاستیک(PL)	۰/۰۵	۰/۱
استفاده بی‌وقفه(IO)	۰/۲	۰/۱
کنترل خرابی(DC)	۰/۳	۰/۱۵
ایمنی جانی(LS)	۰/۶	۰
آستانه فروریزش(CP)	۰/۸۵	۰
ناپایداری دینامیکی(GI)	۱	۰

جدول ۷. تعیین محدوده کنترل سازه‌های مطالعاتی

Table 7. The control limits assigned to the studied bundled tube structures

سازه‌های مطالعاتی	پریود مود اول ارتعاش (T)	شتاب مبنای طرح (A)	ضریب اهمیت (I)	ضریب بازتاب (B)	محدوده کنترل سازه (C_u)
24story Bundled Tube	۳/۱۹۸	۰/۳۵	۱	۰/۶۰۲	۰/۲۱۱
48story Bundled Tube	۴/۹۳۶	۰/۳۵	۱	۰/۴۳۱	۰/۱۵۱

فرمولاسیون محدوده احتمالاتی کنترل با توجه به نوع ساختگاه و پریود ارتعاش مود اول اسکلت‌های مقاوم مطالعاتی، بر اساس ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ به صورت زیر در نظر گرفته شده است[۱۸]:

$$C_u = ABI \qquad (۴)$$

در فرمول(۴)، A شتاب مبنای طرح به شتاب پایه، B ضریب بازتاب و I ضریب اهمیت سازه‌های مطالعاتی می‌باشد. بدین ترتیب محدوده احتمالاتی کنترل سازه‌های قاب خمشی محیطی دسته شده بر پایه خاک نوع II ، منطقه با خطر پذیری نسبی زیاد و همچنین ضریب شتاب مبنای طرح g ۰/۳۵ مشخص گردید. در جدول ۷ محاسبات محدوده شتاب خطر لرزه‌خیزی(C_u) برای سازه‌های ۲۴ و ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده ارائه شده است. دراین‌باره، سازه مطالعاتی اسکلت ۲۴ طبقه با زمان تناوب مود اول کمتر، حد شتاب کنترل بیشتری را برای مجموعه رکوردهای حوزه نزدیک انتخابی دارد. برپایه محدوده کنترل خطر لرزه ای سازه‌های مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده، مقادیر فراگذشت از حالات حدی تعیین شده در منحنی‌های شکست اسکلت‌های مقاوم، مطابق با جدول ۸ بدست آورده شد. همان‌طور که مشخص است، در سطح عملکرد کرانه رفتار الاستیک (PL) بر خلاف سایر حالات حدی، سازه ۴۸ طبقه احتمال رخداد خطر لرزه ای بیشتری نسبت به سازه ۲۴ طبقه دارد. بیان عددی این مفهوم بدین صورت است که مقادیر تجاوز از سطح عملکرد PL برای اسکلت‌های ۲۴ و ۴۸ طبقه، به ترتیب برابر با ۶۸/۳ و ۹۰/۸۶ درصد می باشد.

مطابق با رابطه(۳)، تابع خسارت متناظر با وضعیت‌های عملکرد لرزه‌ای بر پایه ضرایب آسیب($C_{S,j}$ / I_S) تعیین شده و مقادیر تابع شکنندگی (P_j) برای سازه‌های مطالعاتی محاسبه گردیده است. جدول ۹ مقادیر تابع خسارت حالات حدی مختلف ($L_{S,j}$) را برای اسکلت‌های ۲۴ و ۴۸ طبقه

جدول ۸. مقادیر احتمالاتی تابع شکنندگی سازه‌های ۲۴ و ۴۸ طبقه مطالعاتی مطابق با محدوده کنترل خطر لرزه‌ای (بر حسب درصد٪)

Table 8. The resulted values of fragility function in different limit states for the studied bundled tube structures according to the seismic hazard control level (%)

سازه‌های مطالعاتی	مقادیر فراگذشت از وضعیت‌های عملکرد لرزه‌ای (P_j)					
	کرانه رفتار الاستیک (PL)	استفاده بی‌وقفه (IO)	کنترل خرابی (DC)	ایمنی جانی (LS)	آستانه فروریزش (CP)	ناپایداری دینامیکی (GI)
24story Bundled Tube	۶۸/۳	۱۳/۷۷	۳/۴۲	۰/۷۹	۰/۰۳	۰
48story Bundled Tube	۹۰/۸۶	۴/۶۲	۰/۳۸	۰	۰	۰

نشان می‌دهد. بطور کلی در سطوح عملکرد با نمود رفتار غیرخطی، مقادیر تابع خسارت در سازه ۲۴ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده بیشتر از ساختار ۴۸ طبقه ملاحظه شده است. این موضوع در سطح عملکرد کرانه رفتار الاستیک با رویکردی متفاوت مشاهده می‌شود. همچنین، خرابی ناشی از تاثیرگذاری زلزله بر سازه بلند مرتبه ۴۸ طبقه در محدوده رفتار الاستیک و خطی دارای مقادیر بزرگی است. به بیان دیگر، رفتار دینامیکی این سازه در حوزه غیرالاستیک نشان‌دهنده دامنه عددی کم برای پارامترهای پاسخ همراه با کنترل نیروی جانبی مربوط به تحریکات زلزله می‌باشد. نکته دیگر آن که با توجه به مقادیر نزدیک به صفر تابع خسارت برای سطوح عملکرد آستانه فروریزش (CP) و ناپایداری دینامیکی (GI) می‌توان انگاشت که سازه‌های مطالعاتی قابلیت پایداری مناسبی، در برابر روند گسترش آسیب‌های موضعی لرزه‌ای دارند.

۴- ۴- تعیین مولفه استحکام و شاخص کیفیت کارایی سازه‌های مطالعاتی

تاب‌آوری سازه‌ها مربوط به چگونگی عملکرد لرزه‌ای ساختار مقاوم برای حفظ پایداری در مقابل انرژی جنبشی وارده ناشی از تحریکات زلزله است. به عبارت بهتر، مولفه سخت تاب‌آوری[1] بیان‌کننده ظرفیت مقاومتی سازه در برابر رویکرد خطر لرزه‌ای بر اساس تعیین حدود عملکرد با برآورد یک معیار قابل قبول آسیب‌پذیری می‌باشد[۳۲]. با مشخص نمودن زمان کنترل سیستم (T_{LC})، شاخص تاب‌آوری(R) بر اساس یک تابع عملکرد بی بعد وابسته به زمان ($Q(t)$) بر پایه زمان رخداد زلزله (E)، به صورت زیر بیان می‌شود:

$$R = \int_{t_{0E}}^{t_{0E}+T_{LC}} Q(t)/T_{LC}\,dt \qquad (۵)$$

توانایی اسکلت مقاوم به منظور ثبات و پایداری در برابر عدم قطعیت‌های موجود در طراحی لرزه‌ای بر اساس مولفه استحکام، به عنوان اصلی‌ترین پارامتر تاب‌آوری مشخص و مطرح می‌شود. با انجام تحلیل‌های کمی و کیفی، شاخص نیرومندی (مولفه استحکام) می‌تواند بر پایه دو رویکرد ویژگی‌های سازه‌ای و نیز عملکرد سازه‌ای مطرح شود. یک نگاه پژوهشی در این تحقیق، متمرکز بر روی آسیب‌پذیری سازه‌ها به معنای تشخیص میزان خسارت زلزله بر کل ساختار مقاوم، بر پایه نمود تاثیرات و خصوصیات فیزیکی رکوردهای حوزه نزدیک است. فرمولاسیون مولفه استحکام تاب‌آوری مطابق با گزارش MCEER-09-0009 در زیر آورده شده است[۳۰]:

$$Robustness = 1 - L_{S_{total}} \qquad (۶)$$

مطابق با رابطه فوق، شاخص نیرومندی سازه‌های مطالعاتی بر اساس مجموع مقادیر تابع خسارت (جدول ۹) در سطوح عملکرد لرزه‌ای مختلف محاسبه گردید. در جدول ۱۰ مقادیر شاخص کیفیت کارایی[2] و مولفه استحکام تاب‌آوری (شاخص نیرومندی) سازه‌های ۲۴ و ۴۸ طبقه مطالعاتی ارائه شده است. بر طبق پردازش‌های عددی تاب‌آوری لرزه‌ای، مقادیر تابع خسارت ($L_{S_{total}}$) برای سازه ۲۴ و ۴۸ طبقه به ترتیب برابر با ۰/۱۶۴ و

1 Hard Resilience

2 Quality of Structures

جدول ۹. مقادیر تابع خسارت سازه‌های ۲۴ و ۴۸ طبقه در حالات حدی مختلف بر اساس فرمولاسیون گزارش MCEER-09-0009 [۳۰]

Table 9. The resulted values of loss function in different limit states for the studied bundled tube structures based on the proposed formulation by MCEER-09-0009 [30]

سازه‌های مطالعاتی	$L_S(I)$	وضعیت عملکرد لرزه‌ای					
		کرانه رفتار الاستیک (PL)	استفاده بی‌وقفه (IO)	کنترل خرابی (DC)	ایمنی جانی (LS)	آستانه فروریزش (CP)	ناپایداری دینامیکی (GI)
	$C_{S,j}/I_S$	۰/۱۵	۰/۳	۰/۴۵	۰,۶	۰/۸۵	۱
24story Bundled Tube	P_j	۰/۶۸۳	۰/۱۳۸	۰/۰۳۴	۰/۰۰۸	۰	۰
	$L_{S,j}$	۰/۱۰۲	۰/۰۴۱	۰/۰۱۵	۰/۰۰۵	۰	۰
48story Bundled Tube	P_j	۰/۹۰۹	۰/۰۴۶	۰/۰۰۴	۰	۰	۰
	$L_{S,j}$	۰/۱۳۶	۰/۰۱۴	۰/۰۰۲	۰	۰	۰

جدول ۱۰. مقادیر شاخص نیرومندی (مولفه استحکام تاب‌آوری) و کیفیت کارایی سازه‌های مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه

Table 10. The resulted values of robustness index and quality function related to the studied structures

پارامترهای تاب‌آوری لرزه‌ای	سازه‌های مطالعاتی	
	24story Bundled Tube	48story Bundled Tube
تابع خسارت ($L_{S_{Total}}$)	۰/۱۶۴	۰/۱۵۲
شاخص کیفیت کارایی	۰/۸۳۶	۰/۸۴۸
مولفه استحکام تاب‌آوری (*Robustness*)	٪ ۸۳/۶	٪ ۸۴/۸

۰/۱۵۲ بدست آمد. در این مورد می‌توان برداشت کرد که سازه با ارتفاع کمتر قاب خمشی محیطی دسته شده، آسیب‌پذیری بیشتری در مقابل گسترش خسارات ناشی از رکوردهای حوزه نزدیک به ویژه حاوی پالس سرعت دارد. همچنین از مقادیر محاسباتی پارامترهای تاب‌آوری لرزه‌ای در جدول ۱۰ نیز دریافت می‌شود که سازه‌های مطالعاتی به سبب تغییرمکان و در پی آن مقادیر توابع شکنندگی بزرگ ناشی از ویژگی انعطاف‌پذیری بالا در قاب‌های خمشی، بطور نسبی از شاخص کیفیت کارایی کمتر و کوچکتری برخوردار هستند. مطابق نتایج حاصله، سازه ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده دچار افت مقاومت و کارایی کمتری نسبت به سازه ۲۴ طبقه پس از رخداد زلزله می‌شود.

موضوع دیگر آن که مولفه استحکام تاب‌آوری متناظر با سازه ۲۴ طبقه در حدود ۸۳/۶ درصد و برای سازه ۴۸ طبقه نیز برابر با ۸۴/۸ درصد محاسبه شده است. نتایج سنجش شاخص نیرومندی اسکلت‌های مقاوم نشان می‌دهد که تغییر در نحوه کاربرد قاب‌های خمشی و نیز قاب‌های با اتصالات ساده در پلان سازه به صورت ایجاد پانل‌های صلب متقارن (در طرح هندسی اسکلت مقاوم) می‌تواند افزایش نسبی قابلیت میرا نمودن انرژی زلزله در سطوح مختلف خسارت را برای سازه در پی داشته باشد.

۵- نتیجه گیری

در پژوهش حاضر، عملکرد لرزه‌ای دو سازه مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه با اسکلت مقاوم قاب خمشی محیطی دسته شده تحت رکوردهای حوزه نزدیک ارزیابی گردید. تدوین ساختار تحلیلی آورده های این تحقیق، بر پایه پردازش نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی فزاینده (IDA) و محاسبات توابع شکنندگی بر اساس روابط توزیع آماری لوگ-نرمال صورت گرفت. بدین ترتیب، نمودارهای شکنندگی سازه‌های مطالعاتی برای سطوح عملکردی کرانه رفتار الاستیک (PL)، استفاده بی‌وقفه (IO)، کنترل خرابی (DC)، ایمنی جانی (LS)، آستانه فروریزش (CP) و ناپایداری دینامیکی (GI) پیاده‌سازی شدند. همچنین در پردازش‌های عددی پارامترهای تاب‌آوری، تعیین ضرایب آسیب حالات حدی مختلف برای سیستم سازه‌ای و مولفه‌های غیرسازه‌ای مطابق با دستورالعمل HAZUS 2005 انجام شد. بر طبق ارزیابی مقادیر عددی حاصل شده نیز مولفه استحکام تاب‌آوری سازه‌های مطالعاتی بر اساس فرمولاسیون پیشنهادی تابع خسارت در گزارش MCEER-09-0009 محاسبه گردید.

ارزیابی نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده نشان داد که سازه‌های قاب خمشی محیطی با وجود انعطاف‌پذیری بالا، از قابلیت و ظرفیت مقاومتی مناسبی در مقابل رویکرد تصاعدی خسارت برخوردار هستند. بر پایه آورده‌های تحلیلی حاصل از آنالیزهای شکنندگی نیز ملاحظه شد که عملکرد لرزه‌ای اسکلت‌های قاب خمشی، متاثر از وجود روند سریع افزایشی برای تغییرات محدوده رفتار غیرخطی هندسی-مادی می‌باشد. دراین‌باره نیز مقادیر احتمالاتی رخداد فروریزش (CP) برای شدت لرزه‌ای یکسان، در روند عملکردی سازه مطالعاتی ۴۸ طبقه، کمتر از ترازهای عددی حاصله برای ساختار مقاوم ۲۴ طبقه بدست آمد. برداشت و تفسیر موضوعی این مقوله آن است که سیستم قاب خمشی محیطی دسته شده، سطح اطمینان بالایی را به منظور جلوگیری از رخداد ناپایداری کلی دینامیکی در اسکلت‌های مقاوم بلند مرتبه ایجاد می‌کند.

بر طبق نتایج و آورده های تحلیلی کمی و کیفی تاب‌آوری لرزه‌ای اسکلت‌های مقاوم، تابع خسارت برای سازه‌های مطالعاتی ۲۴ و ۴۸ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده به ترتیب ۰/۱۶۴ و ۰/۱۵۲ بدست آمد. بر همین اساس، ارزیابی نتایج نشان می دهد که سازه ۴۸ طبقه دچار افت مقاومت و کارایی کمتری پس از وقوع زلزله‌های حوزه نزدیک به ویژه حاوی پالس سرعت می‌شود. همچنین، شاخص نیرومندی سازه ۲۴ طبقه برابر با ۸۳/۶ درصد و برای سازه بلند مرتبه ۴۸ طبقه نیز برابر با ۸۴/۸ درصد محاسبه شد.

بر پایه مقادیر مولفه استحکام تاب‌آوری سازه‌های مطالعاتی می‌توان دریافت که کاربرد ساختار و پیکربندی ترکیبی قاب‌های خمشی و ساده در اسکلت مقاوم سازه به صورت پانل‌های صلب متقارن، می‌تواند یک قابلیت بزرگ پایداری و افزایش توانمندی برای اسکلت‌های مقاوم بلند مرتبه با دهانه بزرگ، به منظور مقابله با عدم قطعیت‌های مرتبط با تاثیرات زلزله و نیز طرح لرزه ای سازه را ایجاد نماید.

۶- فهرست علائم

نشانه‌های انگلیسی

P	احتمال شرطی
C	فروریزش سازه
IM	شدت لرزه‌ای
im_i	سطح شتاب معادل با سطح عملکرد i
IM_C	سطح شتاب معادل با وضعیت فروریزش
$f(x)$	تابع چگالی احتمال توزیع لوگ-نرمال
x	متغیر تصادفی
$L_{S_{Total}}$	تابع خسارت سیستم سازه‌ای
$C_{S,j}$	هزینه تعمیر سازه
I_S	هزینه جایگزینی
δ_i	نرخ استهلاک سالانه
r	نرخ کاهش سالانه
P_j	احتمال فراگذشت از سطح عملکرد j
I	شدت رکورد زلزله
t_i	فاصله زمانی بین ساخت اولیه و رویداد زلزله
C_u	محدوده کنترل سازه
A	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب پایه
B	ضریب بازتاب
I	ضریب اهمیت ساختمان
R	مولفه تاب‌آوری
$Q(t)$	تابع عملکرد بی بعد وابسته به زمان
T_{LC}	زمان کنترل سیستم
E	زمان رخداد زلزله

نشانه‌های یونانی

σ	انحراف معیار توزیع آماری لوگ-نرمال
μ	میانگین توزیع آماری لوگ-نرمال
π	عدد پی

منابع

[1] B. Asgarian, A. Sadrinezhad & P. Alanjari, Seismic performance evaluation of steel moment resisting frames through incremental dynamic analysis, Constructional Steel Research, 66(2) (2010) 178-190.

[2] J. Kim & Y.H. Lee, Progressive collapse resisting capacity of tube-type structures, The Structural Design of Tall and Special Buildings, 19(7) (2010) 761-777.

[3] R. Vahdani, M. Gerami & M. Razi, Seismic vulnerability assessment of steel moment-resisting frames based on local damage, Earthquake and Tsunami, 11(5) (2017).

[4] A.C. Aydin, A. Ardalani, M. Maali & M. Kiliç, Numeric modelling of innovative semi-rigid connections under cyclic loading, Steel Construction, 14(1) (2021) 22-34.

[5] T. Ma & L. Xu, Story-based stability of multistory steel semi-braced and unbraced frames with semirigid connections, Structural Engineering, 147(1) (2021).

[6] D. Vamvatsikos & M. Fragiadakis, Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 39(2) (2010) 141-163.

[7] D. Vamvatsikos & C.A. Cornell, Applied incremental dynamic analysis, Earthquake Spectra, 20(2) (2004) 523-553.

[8] D. Vamvatsikos & C.A. Cornell, Direct estimation of seismic demand and capacity of multi-degree of freedom systems through incremental dynamic analysis of single degree of freedom approximation, Structural Engineering, 131(4) (2005) 589-599.

[9] M. Hajikazemi, B. Mohebi & M. Montazeri-Pour, Analysis of steel special moment frames including damaged column subjected to far and near-field ground motions, Australian Journal of Structural Engineering, 21(3) (2020) 193-207.

[10] L. Macedo & J.M. Castro, Collapse performance assessment of steel moment frames designed to Eurocode 8, Engineering Failure Analysis, 126 (2021).

[11] M.R. Akhoondi & F. Behnamfar, Seismic fragility curves of steel structures including soil-structure interaction and variation of soil parameters, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 143 (2021).

[12] Z. Huang, L. Cai, Y. Pandey, Y. Tao & W. Telone, Hysteresis effect on earthquake risk assessment of moment resisting frame structures, Engineering Structures, 242 (2021).

[13] S. Ahlehagh & S.R. Mirghaderi, Decoupling the strength and drift criteria in steel moment-resisting frames, The Structural Design of Tall and Special Buildings, 29(17) (2020).

[14] M. Bruneau, S.E. Chang & R.T. Eguchi, A framework to quantitatively assess and enhance the seismic resilience of communities, Earthquake Spectra, 19(4) (2003) 733-752.

[15] S. Gerasimidis, N.E. Khorasani, M. Garlock, P. Pantidis & J. Glassman, Resilience of tall steel moment resisting frame buildings with multi-hazard post-event fire, Constructional Steel Research, 139 (2017) 202-219.

[16] C. Liu & D. Fang, Robustness analysis of vertical resistance to progressive collapse of diagrid structures in tall buildings, The Structural Design of Tall and Special Buildings, 29(13) (2020).

[17] Iranian National Building Code. (2014). Steel Structures. Issue 10, Tehran, Iran (in Persian).

[18] Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. Standard No. 2800, 4th edition, Building and Housing Research Center (BHRC), Tehran, Iran, 2014 (in Persion).

[19] M. Roshani, Study on effect of vertical irregularity on nonlinear behavior of high-rise bundled tube frames through dynamic stability criteria, MSc. Thesis, Kharazmi University, Tehran, Iran, 2021 (in Persian).

[20] CSI, Analysis Reference Manual for SAP2000. (2010). Berkeley, California, USA.

[21] FEMA 440A. (2009). Effects of strength and stiffness degradation on seismic response. Federal Energy Management Agency (FEMA), Redwood City, California.

[22] ASCE/SEI 41-17. (2017). Seismic evaluation and

retrofit of existing buildings. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

[23] Iranian National Building Code. (2014). Design loads for buildings. Issue 6, Tehran, Iran (in Persian).

[24] F. Petrone, N. Abrahamson, D. McCallen & M. Miah, Validation of (not-historical) large event near-fault ground motion simulations for use in civil engineering applications, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 50(1) (2021) 116-134.

[25] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Ground Motion Database, University of California Berkeley, USA.

[26] M. Kohrangi, D. Vamvatsikos & P. Bazzurro, Pulse-like versus non-pulse-like ground motion records: Spectral shape comparisons and record selection strategies, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 48(1) (2019) 46-64.

[27] CSI, User Guide PERFORM 3D. (2011). Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures. Berkeley, California, USA.

[28] D. Lallemant, A. Kiremidjian & H. Burton, Statistical procedures for developing earthquake damage fragility curves. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 44(9) (2015) 1373-1389.

[29] FEMA 356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Energy Management Agency (FEMA), Reston, Virginia, 2000.

[30] G.P. Cimellaro, C. Fumo, A.M. Reinhorn & M. Bruneau, Quantification of Disaster Resilience of Health Care Facilities. Technical Report MCEER-09-0009, University of Buffalo, New York, 2009.

[31] Multi-Hazard Loss Estimation Methodology (HAZUS), Technical Manual, Federal Emergency Management Agency & Department of Homeland Security, Washington, D.C., 2005.

[32] G.P. Cimellaro, A.M. Reinhorn & M. Bruneau, Framework for analytical quantification of disaster resilience. Engineering Structures, 32(11) (2010) 3639-3649.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

M. Roshani, A. Mehskat-Dini , A. Massumi, Evaluation of the Robustness of Tall Buildings with Bundled Tube Resistant Skeleton using Fragility Curves, Amirkabir J. Civil Eng., 55(6) (2023) 1137-1158.

DOI: 10.22060/ceej.2023.21876.7842