

ارزیابی تأثیر زمان تناوب پالس زلزله بر الگوی توزیع خرابی در سازه‌های قاب خمشی فولادی ویژه

وحید صابری^{۱*}، فرشاد گودرزی^۲، حمید صابری^۳، عباسعلی صادقی^۴

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوان کی، سمنان

۲- کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوان کی، سمنان

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوان کی، سمنان

۴- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد

* سمنان، صندوق پستی ۳۵۹۱۵-۱۱۴۶، saberi.vahid@gmail.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۲/۰۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۱۰/۱۰)

چکیده

توزیع خرابی در ارتفاع سازه‌های قاب خمشی تا حد زیادی تابع زمان تناوب پالس زلزله است. علاوه بر محتوای فرکانسی زلزله، شدت بار لرزه‌ای نیز می‌تواند تأثیر زیادی بر الگوی توزیع نیازهای تغییرمکانی سازه داشته باشد. در این تحقیق، تأثیر زمان تناوب پالس زلزله‌های نزدیک به گسل بر الگوی توزیع نیاز جابجایی نسبی بین طبقه‌ای (به عنوان شاخص خرابی) در قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه در سطوح عملکرد متناظر با حد عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه‌ی فروریزش (CP) مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای این منظور، سه سازه‌ی قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه با تعداد طبقات ۳، ۹ و ۱۵ طبقه تحت ۳۰ رکورد زلزله پالسی شکل با مشخصات فرکانسی مختلف در نظر گرفته شده است. در ادامه، از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) استفاده شده و برای ارزیابی تأثیر زمان تناوب پالس، رکوردهای انتخابی بر حسب زمان تناوب پالس به سه دسته‌ی پالس کوتاه، متوسط و بلند دسته‌بندی شده‌اند. همچنین، برای اندازه‌گیری الگوی توزیع از دو متغیر کمی برای توصیف الگوی توزیع جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در ارتفاع استفاده شده است. بر اساس نتایج این تحقیق مشخص شد که تجمع خرابی قاب‌های خمشی در محدوده رفتار غیرارتجاعی عمدتاً در طبقات پایینی سازه متمرکز می‌شود، در حالی که در محدوده رفتار ارتجاعی اثر زمان تناوب پالس زلزله کمیتی تأثیرگذار است که با افزایش آن الگوی توزیع به سمت طبقات پایینی سازه حرکت می‌کند و با کاهش آن، جابجایی نسبی‌ها در طبقات بالایی و میانی سازه متمرکز می‌شوند.

واژگان کلیدی

زلزله نزدیک به گسل، زمان تناوب پالس، توزیع خرابی، قاب خمشی فولادی، شکل‌پذیری ویژه

Investigation the pulse period effect on seismic damage distribution pattern in special steel moment-resisting frame structures

V. Saberi, F. Goudarzi, H. Saberi, A. Sadeghi

Abstract

The damage distribution of the steel moment-resisting frame (SMRF) structures is greatly a function of the pulse period of earthquake. In addition of frequency content of earthquake, the deformation demand distribution pattern depends on the seismic intensity more. In this study, the effect of pulse period of near fault earthquakes on the damage index as inter-story drift demand distribution of SMRFs with special ductility is investigated for different performance levels, including Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS), and Collapse Prevention (CP) limit states. For this purpose, the seismic response parameters of three SMRFs with special ductility and 3, 9 and 15-story under the effect of 30 near fault earthquake records with different frequency characteristics are evaluated through the implementation of Incremental Dynamic Analysis (IDA). To study the effect of pulse period, the pulse-like near fault records are categorized into three groups of short, medium, and long-period records. Moreover, two numerical variables are defined to quantitatively describe the seismic demand distribution patterns over the height of the sample frames. Based on the results of this study, it is found that the concentration of the damage distribution in the SMRFs for highly nonlinear state of the seismic response, transfers to the lower stories. However, for elastic and near-elastic zones, the short-period pulse-like excitations transmit the seismic demands toward the upper and mid stories.

Keywords

Near fault earthquake, Pulse period, Damage distribution, Steel moment-resisting frame, Special ductilit

ارزیابی سطح ایمنی ساختمان‌های موجود و ارائه‌ی برآورد دقیق از میزان خطرپذیری آن‌ها در مقابل بارهای لرزه‌ای موضوعی است که می‌تواند حائز اهمیت باشد، به نحوی که با مشخص کردن سازه‌های آسیب‌پذیر و نیز تعیین بخش‌های آسیب‌پذیر سازه‌ها در مقابل بارهای لرزه‌ای احتمالی، می‌توان نسبت به اعمال راهبردهای مقاوم‌سازی و اتخاذ تصمیمات مناسب برای تقویت آنها اقدام کرد. بنابراین، تشخیص نقاط آسیب‌پذیر سازه در مقابل زلزله‌های آینده موضوع مهمی است که در اتخاذ تصمیمات مقاوم‌سازی اهمیت شایانی دارد. عواملی چون نوع سیستم سازه‌ای، هندسه‌ی سازه، مشخصات مکانیکی و دینامیکی سیستم سازه‌ای و نیز مشخصات بار لرزه‌ای شامل شدت، محتوای فرکانسی و ... بر الگوی توزیع خرابی در اجزای مختلف سازه تأثیرگذارند. از میان این موارد، تأثیر پارامترهای محتوای فرکانسی و شدت لرزه‌ای و همچنین ارتفاع سازه بر الگوی توزیع خرابی در سازه‌های قاب خمشی فولادی موضوعی است که در این مقاله به آن پرداخته شده است. از آنجا که موضوع اصلی این تحقیق زلزله‌های نزدیک به گسل می‌باشد، زمان تناوب پالس اصلی رکورد زلزله می‌تواند به نحو مناسبی محتوای فرکانسی بار لرزه‌ای را مشخص کند. بنابراین، می‌توان گفت موضوع اصلی این تحقیق ارزیابی تأثیر زمان تناوب پالس زلزله بر توزیع خرابی در سازه‌های قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه با تعداد طبقات متفاوت و در شدت‌های لرزه‌ای مختلف می‌باشد. انتظار می‌رود نتایج این مطالعه در زمینه‌ی افزایش دقت در تعیین نقاط آسیب‌پذیر سازه که احتمال خرابی بیشتری دارند، مفید واقع گردد [۴-۱].

در این تحقیق، از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)^۱ تحت رکوردهای نزدیک به گسل با خاصیت جهت‌پذیری پیش‌رونده که دارای خاصیت پالسی می‌باشند، برای سه سازه‌ی نمونه با تعداد طبقات ۳، ۹ و ۱۵ استفاده شده است. همچنین، طراحی در نرم افزار Etabs [۵] و مدل‌سازی غیرخطی در نرم‌افزار SeismoStruct [۶] انجام شد. برای انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌زمانی از رکوردهای نزدیک به گسل با خاصیت جهت‌پذیری پیش‌رونده که دارای خاصیت پالسی می‌باشند، استفاده شد. برای ارزیابی تأثیر زمان تناوب پالس بر الگوی نیازهای لرزه‌ای، رکوردهای نزدیک به گسل بر اساس مقدار زمان تناوب پالس اصلی، به سه دسته تقسیم‌بندی شده‌اند. از مقایسه‌ی نتایج حاصل برای این سه مجموعه رکورد می‌توان

دریافت که تغییر در زمان تناوب پالس اصلی رکورد زلزله چگونه می‌تواند بر الگوی توزیع خرابی در ارتفاع سازه‌های قاب خمشی فولادی مؤثر باشد.

۲- پیشینه‌ی نظری تحقیق

زلزله‌های نزدیک به گسل به رکوردهایی از زلزله اطلاق می‌شود که در نزدیکی گسل‌های فعال ثبت شده و ممکن است دارای آثار پالسی باشند. قدرت تخریبی زلزله‌های نزدیک به گسل عمدتاً ناشی از اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده و یا اثر تغییر مکان ماندگار زمین می‌باشد. پدیده‌ی جهت‌پذیری پیش‌رونده زمانی رخ می‌دهد که سرعت انتشار موج زلزله نزدیک به سرعت پارگی گسل بوده و موج‌های زلزله در راستای ایستگاه مورد نظر انتشار یابند. این پدیده موجب می‌شود یک یا چند ضربه (پالس) بزرگ سرعت در ابتدای رکورد زلزله تشکیل شود [۷]. اثر تخریبی رکوردهای پالسی شکل روی سازه‌های مختلف تا حد زیادی به زمان تناوب پالس و نسبت آن با زمان تناوب ارتعاش سازه بستگی دارد [۸]. بر اساس پیشنهاد صحتی و همکارانش زمانی که نسبت زمان تناوب پالس به زمان تناوب ارتعاش سازه در بازه‌ی ۰/۵ تا ۲/۵ قرار گیرد، پالس سرعت حاکم بر پاسخ سازه خواهد بود [۹]. در مطالعه‌ای که برخی از محققین انجام دادند، مشخص شد که مقدار طیف پاسخ ارتجاعی رکوردهای نزدیک به گسل در محدوده‌ی زمان تناوب‌های بیش از ۰/۶۵ ثانیه می‌تواند تا دو برابر بیشتر از طیف مربوط به زلزله‌های دور از گسل باشد [۱۰ و ۱۱]. هر چند مطالعات بیشتر نشان داده است که بخش عمده‌ای از اثر تخریبی زلزله‌های نزدیک به گسل می‌تواند ناشی از آثار چند درجه آزاد و نیز رفتار غیرخطی سازه‌ها باشد و طیف پاسخ ارتجاعی سازه‌های یک درجه آزاد نمی‌تواند به تنهایی قدرت تخریبی این نوع زلزله‌ها را در نظر بگیرد [۱۲ و ۱۳]. برخی از محققین دیگر سعی نمودند با استفاده از روش‌های تحلیلی دیگر، اثرات مدهای بالاتر را نیز در تعیین اثر زلزله‌های نزدیک به گسل وارد کنند. برای مثال، Iwan [۱۴] و Dixiong و Gang [۱۵] با استفاده از تئوری طیف جابجایی نسبی تعمیم یافته به بررسی ارتباط بین پاسخ جابجایی نسبی انواع سیستم‌های سازه‌ای تحت زلزله‌های نزدیک به گسل پرداخته‌اند. بر اساس نتایج این مطالعه مشخص شد که رکوردهای حاوی آثار جهت‌پذیری پیش‌رونده عمدتاً مدهای بالاتر رفتار سازه را تحریک می‌کنند. البته کاربرد این تئوری به پاسخ ارتجاعی سازه‌ها محدود می‌شود. کاربردی‌ترین روش

برای این که تمامی آثار زلزله‌های نزدیک به گسل در نظر گرفته شود، استفاده از نتایج تحلیل‌های دینامیکی روی مدل‌های غیرخطی انواع سیستم‌های سازه‌ای می‌باشد. محدودیت این روش آن است که نتایج حاصل از این نوع مطالعات تا حد زیادی وابسته به مشخصات هندسی، مکانیکی و دینامیکی سازه‌ها بوده و تعمیم آن به سایر سیستم‌های سازه‌ای به سادگی امکان‌پذیر نیست. بنابراین، هنگام استفاده از نتایج این گونه مطالعات باید توجه داشت که محدودیت کاربرد نتایج به دست آمده، مد نظر قرار گیرد. مطالعات پیشین نشان داده است که خصوصیات امواج زلزله در نزدیکی گسل‌ها به نحوی است که بر قدرت تخریبی آن‌ها می‌افزاید [۱۶]. بنابراین، مطالعه‌ی نحوه تأثیرگذاری این نوع زلزله‌ها بر پاسخ لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای می‌تواند به اتخاذ تصمیم‌های بهتر در زمینه بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها در نزدیکی گسل‌های فعال کمک کند. رفتار شکل‌پذیر سازه‌های قاب خمشی فولادی ایجاب می‌کند که خرابی در طبقات سازه متناسب با مقادیر تغییرشکل طبقات آن باشد. نتایج تحقیقات پیشین نشان داده است که در محدوده پاسخ ارتجاعی هرچه نسبت زمان تناوب پالس تحریک نسبت به زمان تناوب اصلی ارتعاش سازه بزرگ‌تر باشد، اثر مدهای بالاتر کمتر است و نیازهای لرزه‌ای و به تبع آن خرابی سازه‌ای به طبقات پایینی انتقال می‌یابد. برعکس، با کاهش زمان تناوب پالس زلزله مدهای بالاتر تحریک و نیاز لرزه‌ای به سمت طبقات بالایی منتقل می‌شود [۱۷]. از طرف دیگر، هرچه شدت بار لرزه‌ای افزایش یابد، نیازهای لرزه‌ای به سمت طبقات پایینی حرکت می‌کنند [۱۸ و ۱۹]. همچنین، افزایش زمان تناوب پالس اصلی زلزله خود موجب افزایش قدرت تخریبی و میزان رفتار غیرخطی در سازه می‌شود [۲۰]. در نظر گرفتن این عوامل به صورت هم‌زمان موجب پیچیده شدن بحث ارزیابی تأثیر زمان تناوب پالس زلزله بر توزیع خرابی در سیستم‌های سازه‌ای در محدوده رفتار غیرارتجاعی می‌شود. با توجه به این که رفتار سازه‌ها تحت بارهای لرزه‌ای عمدتاً در ناحیه‌ی رفتار غیرارتجاعی رخ می‌دهد، لازم است این موضوع به‌طور دقیق مورد بررسی قرار گیرد. نتایج پژوهش‌های گذشته نشان می‌دهند با افزایش نسبت زمان تناوب پالس به زمان تناوب اصلی سازه‌ها و نیز افزایش نسبت اوج شتاب زمین به سختی جانبی سازه‌ها، پاسخ غیرخطی و خسارات سازه‌ای در مناطق نزدیک گسل افزایش می‌یابد [۲۱]. به‌علاوه، تمرکز تغییرشکل‌ها در قسمت‌های پایین سازه باعث افزایش نیروی محوری ستون‌ها و شدت یافتن اثر $P - \Delta$ در طبقات پایین سازه می‌شود [۲۲]. بررسی‌ها نشان می‌دهند بسته

به خصوصیات زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک گسل و مشخصات ارتعاشی سازه، توزیع حداکثر نیاز شکل‌پذیری طبقات در ارتفاع سازه متفاوت خواهد بود. به‌طوری‌که در بعضی موارد، پایین سازه و در برخی دیگر قسمت‌های بالای سازه بحرانی بوده است. بعضی از مطالعات نحوه توزیع تغییر شکل‌های سازه در ارتفاع را وابسته به نسبت زمان تناوب سازه به زمان تناوب پالس سرعت در حوزه نزدیک گسل می‌دانند [۲۳]. در پژوهشی دیگر، Razi و همکارانش [۲۴] نشان دادند که علاوه بر محتوای فرکانسی، میزان رفتار غیرارتجاعی در سازه نیز می‌تواند در تعیین الگوی توزیع خرابی در سازه مؤثر باشد. Güneş و Ulucan [۲۵] به ارزیابی تأثیر زمان تناوب پالس کوتاه، متوسط و بلند رکوردهای نزدیک به گسل بر الگوی نیازهای لرزه‌ای سازه‌های فولادی بلند مرتبه پرداخته‌اند. Dávalos و Miranda [۲۶] سنجشی خسارت جدیدی به عنوان FIV3 به منظور بررسی اثر زلزله‌های نزدیک به گسل دارای پالس را در سازه‌های قاب خمشی کوتاه مرتبه ۴ طبقه ارائه نمودند.

در این مقاله نیز موضوع تأثیر زمان تناوب پالس زلزله بر الگوی توزیع خرابی سازه‌های قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه برای سطوح مختلف عملکردی مورد ارزیابی قرار گرفته است.

۳- روش تحقیق

برای بررسی کمی تأثیر زمان تناوب پالس بر الگوی توزیع خرابی در سازه‌های نمونه مراحل زیر دنبال می‌شود:

۱- انتخاب سه قاب نمونه‌ی دو بعدی با تعداد طبقات ۳، ۹ و ۱۵ و طراحی و تحلیل آن‌ها بر اساس ضوابط مقررات ملی ساختمان [۲۷ و ۲۸] و استاندارد ۲۸۰۰ [۲۹].

۲- مدل‌سازی فرارارتجاعی قاب‌های نمونه با استفاده از المان‌های فایبر (رفتار فرارارتجاعی گسترده در طول المان) در نرم‌افزار SeismoStruct.

۳- انتخاب ۳۰ رکورد نزدیک به گسل با خاصیت پالسی و دسته‌بندی آن‌ها بر اساس پارامتر زمان تناوب پالس اصلی.

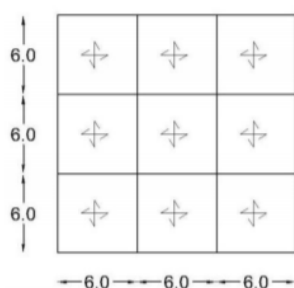
- رکوردهای پالس کوتاه (SP)^۱ که زمان تناوب پالس آن‌ها کمتر از دو ثانیه است.

- رکوردهای پالس متوسط (MP)^۲ که زمان تناوب پالس آن‌ها بین دو تا چهار ثانیه است.

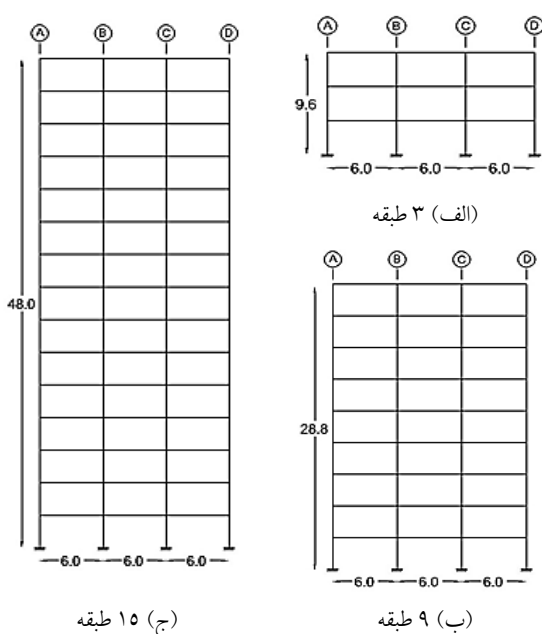
- رکوردهای پالس بلند (LP)^۳ که زمان تناوب پالس آن‌ها بیش از چهار ثانیه است.

۴- انجام تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) قاب‌های نمونه

برای اینکه تأثیر تعداد طبقات بر الگوی توزیع خرابی در سازه تحت انواع تحریکات لرزه‌ای مورد ارزیابی قرار گیرد، با ثابت نگاه داشتن تعداد و طول دهانه‌ها، تعداد طبقات سازه‌ها به ترتیب برابر ۳، ۹ و ۱۵ در نظر گرفته شد که به منزله‌ی سازه‌های کوتاه، میان و بلند مرتبه می‌باشد. برای سازه‌های کوتاه‌تر که درجات آزادی کمتری دارند، آثار مدهای بالاتر کمتر است و انتظار می‌رود اختلاف بین الگوی توزیع خرابی برای رکوردهای مختلف نسبت به سازه‌های بلندمرتبه کمتر باشد، زیرا اختلاف الگوی توزیع خرابی در بین رکوردهای مختلف عمدتاً ناشی از تفاوت در تحریک مدهای بالاتر می‌باشد. در ادامه پلان مشترک قاب‌ها و پیکربندی آن‌ها مطابق شکل‌های (۱) و (۲) نشان داده شده است.



شکل ۱- پلان مشترک سازه‌های مورد مطالعه



شکل ۲- نمایی از قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق

بارگذاری و طراحی قاب‌ها بر مبنای ضوابط و مشخصات

تحت هر یک از مجموعه رکوردهای انتخابی.

۵- تعیین مقدار پاسخ جابجایی نسبی طبقات برای قاب‌های نمونه تحت رکوردهای انتخابی در شدت‌های لرزه‌ای مختلف.

۶- تعیین الگوی توزیع جابجایی نسبی در شدت‌های لرزه‌ای متناظر با حالات حدی «عملکرد بی‌وقفه» (IO)، «ایمنی جانی» (LS) و «جلوگیری از فروریزش» (CP) بر اساس حداکثر جابجایی نسبی طبقات (MIDR)^۸.

۷- تعیین الگوی توزیع جابجایی نسبی قاب‌های نمونه از طریق میانگین‌گیری بین رکوردهای هر مجموعه.

۸- مقایسه‌ی الگوی توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع قاب‌های نمونه برای هر یک از سه دسته رکورد انتخابی از طریق معرفی کمیت‌های قابل اندازه‌گیری.

۳-۱- طراحی قاب‌های نمونه

این تحقیق بر روی ۳ قاب خمشی فولادی منظم با تعداد طبقات ۳، ۹ و ۱۵ انجام شده است. میزان شکل‌پذیری این قاب‌ها از نوع ویژه است و بر اساس ضوابط مقررات ملی ساختمان [۲۷ و ۲۸] و استاندارد ۲۸۰۰ [۲۹] طراحی شده‌اند. مقدار ضریب رفتار آن‌ها برابر ۷/۵ در نظر گرفته شده است. برای بارگذاری ثقلی این قاب‌ها فرض شده است که این متعلق به یک سازه با پلان متقارن می‌باشند و قاب پیرامونی آن‌ها برای تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی انتخاب شده‌اند. بنابراین، این قاب‌ها علاوه بر بار مرده و زنده کف‌ها، بار مربوط به دیوارهای جانبی را نیز تحمل می‌کنند.

بار مرده و زنده کف برای تمامی طبقات به ترتیب برابر ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شده است. همچنین، بار دیوارهای پیرامونی نیز معادل ۶۰۰ کیلوگرم بر متر در نظر گرفته شد. با توجه به اینکه امکان تعریف بار مثلی و دوزنقه‌ای برای تعریف بار گسترده روی تیرها در نرم‌افزار SeismoStruct وجود ندارد، ناگزیر از بار خطی معادل آن برای تعریف بار ثقلی سازه استفاده و در طراحی نیز همین الگو برای قاب‌ها در نظر گرفته شد. بر این اساس، بار ثقلی تیرها که حاصل جمع بار مرده و زنده سهم آن تیر است، با احتساب بار مرده و زنده کف‌ها و دیوارهای پیرامونی در تمامی طبقات برابر ۱۱۰۰۰ نیوتن بر متر فرض شد. همچنین، برای لحاظ بارهای منتقل شده از طرف تیرهای عمود بر صفحه قاب، بارهای نقطه‌ای معادل ۵۰۷۶۶ نیوتن و ۶۶۲۱۸ نیوتن به ترتیب به ستون‌های کناری و میانی تمامی طبقات اعمال گردید.

فنی ارائه شده در مباحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان صورت پذیرفته است. برای این منظور از روش طراحی ضرایب بار و مقاومت (LRFD) استفاده شد. طراحی سازه‌ها با استفاده از نرم‌افزار Etabs انجام شد. بر اساس نتایج تحلیل‌های نرم‌افزاری، به غیر از قاب سه طبقه، برای دو قاب دیگر، کنترل معیار جابجایی نسبی مجاز حاکم بر طراحی بوده است و به عبارت دیگر، تیرها و ستون‌ها برای تأمین سختی کافی برای محدود کردن تغییر مکان‌های جانبی سازه بزرگ‌تر از مقدار مورد نیاز برای کنترل ظرفیت باربری آنها انتخاب شده‌اند. برای قاب سه طبقه عمدتاً مشکلی در رابطه با کنترل جابجایی نسبی وجود نداشت و تیرها و ستون‌ها بر اساس نسبت تنش ارائه شده توسط نرم‌افزار طراحی شدند. مصالح به‌کاررفته در تمامی مقاطع از فولاد نوع ST37 با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال و مدول ارتجاعی ۲۱۰ گیگاپاسکال می‌باشد. با توجه به اینکه این سازه‌ها در شهر تهران قرار دارند که در ناحیه با خطر لرزه‌خیزی خیلی زیاد واقع است، مقدار شتاب مبنای طرح برابر $0.35g$ در نظر گرفته شده است. تمامی سازه‌های نمونه روی خاک نوع سه قرار دارند و ضریب اهمیت آن‌ها نیز برابر یک در نظر گرفته شد. با توجه به اینکه فرض شد که سازه‌ها در منطقه‌ای با خطر لرزه‌ای خیلی زیاد واقع‌اند، تمامی مقاطع تیر و ستون شرایط فشرده‌گی لرزه‌ای را برآورده می‌سازند، به نحوی که احتمال بروز پدیده‌هایی چون کماتش موضعی جان و سایر مدهای خرابی موضعی به حداقل برسد و رفتار چرخه‌ای المان‌ها در برابر بارهای زلزله به صورت پایدار و در چرخه‌های بدون زوال سختی و مقاومت و نیز بدون شکست ترد در اتصالات صورت گیرد. با این فرض، می‌توان برای مدل‌سازی رفتار فرارارتجاعی اعضای باربر لرزه‌ای از رفتار چرخه‌ای الاستوپلاستیک کامل استفاده کرد. در این مطالعه، مقدار ضریب سخت‌شدگی کرنشی ۳ درصد در نظر گرفته شد.

براساس ضوابط ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ مقدار تغییر مکان نسبی طبقات در سازه‌های پنج طبقه و کمتر نباید از 0.25 برابر ارتفاع آن طبقه تجاوز کند. این مقدار برای سازه‌هایی با تعداد طبقات بیشتر به 0.2 برابر ارتفاع طبقه محدود می‌شود. بنابراین، با منظور کردن اینکه مقدار C_d برای قاب‌های خمشی فولادی برابر 0.5 می‌باشد، مقدار نسبت تغییر مکان جانبی ارتجاعی طبقات قاب سه طبقه باید از $C_d/0.25$ کمتر باشد و برای قاب‌های ۹ و ۱۵ طبقه نیز باید از $C_d/0.25$ کمتر باشد. این ضابطه در طراحی تمامی قاب‌ها در

نظر گرفته شده است. در جدول (۱)، مقاطع طراحی تیرها و ستون‌ها برای قاب‌های نمونه آمده است.

۳-۲- مدل‌سازی غیرخطی

مدل‌سازی غیرخطی سازه‌های نمونه به‌صورت دوبعدی و در نرم‌افزار SeismoStruct به انجام رسیده است. برای این منظور از المان‌های فایبر با رفتار غیرخطی گسترده استفاده شده است. در این مطالعه برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح از منحنی‌های تنش‌کرنش دوطبقه با خاصیت سخت‌شدگی کرنشی معادل ۳ درصد استفاده شده است. در این کار پژوهشی، برای تعریف رفتار غیرخطی اجزای سازه‌ای از المان‌های فایبر با رفتار غیرخطی محدود (FBPH) استفاده شده است. همچنین، برای فرمول‌بندی رفتار غیرخطی در طول المان از مدل ارائه‌شده توسط Scott و Fenves استفاده شد [۲۳]. در این نوع المان‌ها، رفتار غیرخطی به صورت گسترده در دو بخش انتهایی که طول آن توسط کاربر قابل تعریف است، مدل‌سازی می‌شود. نتایج تحلیل‌های حساسیت نشان می‌دهد که اگر طول ناحیه‌ی پلاستیک انتهایی برابر ۱۵٪ طول کل عضو در نظر گرفته شود، نتایج دقیق‌تری حاصل می‌گردد. مزیت استفاده از مدل‌های فایبر این است که اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی به صورت لحظه‌ای و با دقت مناسب در نظر گرفته می‌شود. در این نوع مدل‌ها، رفتار غیرخطی به شکلی است که اندرکنش بین لنگر خمشی و نیروی محوری در تمامی المان‌ها با دقت مناسب تخمین زده می‌شود؛ هرچند این مدل‌ها قابلیت مدل‌سازی شکست ترد در اتصالات را ندارند.

نرم‌افزار SeismoStruct قادر است تا رفتار غیرخطی هندسی را نیز در تحلیل‌های دینامیکی در نظر بگیرد و این نوع رفتار در مدل‌سازی کلی سازه‌ها لحاظ گردیده است. بنابراین، تیرها و ستون‌ها با استفاده از مدل‌های فایبر مدل‌سازی شده‌اند. برای افزایش دقت در مدل‌سازی المان‌ها، مقطع هر یک از المان‌های قابی به ۱۵۰ فایبر تقسیم‌بندی شد. همچنین، از اندرکنش سقف و تیرها صرف‌نظر و کف‌ها به‌صورت دیافراگم صلب تعریف شد. با توجه به مدل‌سازی دوبعدی سازه، از اثرات پیچش در سازه صرف‌نظر شده است. شرایط تکیه‌گاهی در این بررسی به‌صورت صلب در نظر گرفته شده و از اثرات اندرکنش خاک و سازه نیز صرف‌نظر شده است. در بخش بارگذاری سازه، بارهای مرده و زنده به‌صورت گسترده به تیرهای تراز هر طبقه و جرم لرزه‌ای به‌صورت جرم متمرکز به گره‌های تراز هر طبقه

اختصاص یافته است. میزان میرایی کل سازه به صورت میرایی رایلی، برای مد اول برابر ۲ درصد و برای مد دوم ارتعاش برابر ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

جدول ۱- مقاطع طراحی شده تیرها و ستون‌ها برای قاب‌های نمونه

قاب‌ها	طبقات	ستون‌های کناری	ستون‌های میانی	تیرها
۳ طبقه	تمام	BOX 22×1.25	BOX 24×1.6	IPE 36
۹ طبقه	۱-۳	BOX 30×2.5	BOX 36×2.5	IPE 45
	۴-۵	BOX 26×2.5	BOX 32×2.5	IPE 45
	۶-۷	BOX 24×2	BOX 30×2.5	IPE 40
	۸-۹	BOX 22×1.25	BOX 24×1.4	IPE 36
۱۵ طبقه	۱-۳	BOX 36×2.8	BOX 40×3	IPE 55
	۴-۶	BOX 32×2.5	BOX 38×2.8	IPE 55
	۷-۱۰	BOX 28×2	BOX 34×2.5	IPE 55
	۱۱	BOX 28×2	BOX 34×2.5	IPE 50
	۱۲-۱۳	BOX 24×2	BOX 32×2	IPE 45
	۱۴-۱۵	BOX 22×1.4	BOX 24×1.6	IPE 36

۳-۳- تحلیل دینامیکی غیرخطی

در تحلیل‌های IDA، ضرایب مقیاس طوری انتخاب گردیده‌اند که رفتار خطی متناظر با زلزله‌های خفیف تا رفتار غیرخطی متناظر با زلزله‌های خیلی شدید در ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها مد نظر قرار گیرند. با توجه به اینکه هدف از انجام این تحقیق برآورد نیازهای تغییرمکانی سازه‌های نمونه در حدود عملکردی از پیش تعیین شده می‌باشد، مقادیر پاسخ جابجایی نسبی طبقات برای این حدود از طریق درونیایی بین مقادیر به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی حاصل می‌شود. براساس ضوابط استاندارد FEMA-356 [۳۰] حدود عملکردی عملکرد بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش به ترتیب منطبق بر حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای معادل ۰/۷۵، ۲/۵ و ۵ درصد می‌باشد. از آنجا که پاسخ سازه‌های نمونه تنها برای مقادیر مشخصی از شدت‌های لرزه‌ای از تحلیل IDA به دست می‌آید، برای تعیین پاسخ سازه در شدت‌های متناظر با حدود عملکردی مورد نظر از درونیایی استفاده می‌شود.

۳-۴- معرفی رکوردهای انتخابی

برای انتخاب مجموعه رکوردهای نزدیک به گسل معیارهای مختلفی توسط محققین پیشنهاد شده است. در این مطالعه منظور از رکوردهای نزدیک به گسل، شتاب‌نگاشت‌های ثبت شده در نزدیکی یا نزدیکی گسل‌های فعال است که پالس بزرگی در رکورد سرعت دارند و حاوی اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده باشند.

معتبرترین شاخص کمی برای تمایز رکوردهای حاوی اثرات

جهت‌پذیری از سایر رکوردهای زلزله، معیار سه‌گانه Baker [۳۱] می‌باشد. بر این اساس، رکوردهایی حاوی اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده هستند که سه شرط زیر را برآورده سازند:

- ۱- پالس سرعت در ابتدای رکورد زلزله پدیدار شود.
 - ۲- حداکثر سرعت زمین (PGV) بیشتر از ۳۰ سانتی‌متر بر ثانیه باشد.
 - ۳- مقدار شاخص پالس حداقل برابر ۰/۸۵ باشد.
- شاخص پالس (PI) درواقع نسبت بزرگی پالس اصلی زلزله نسبت به شتاب‌نگاشت اصلی زلزله می‌باشد که از رابطه‌ی (۱) محاسبه می‌شود:

$$PI = \frac{1}{1 + e^{-23/3 + 14/6(PGV \text{ ratio}) + 20/5(energy \text{ ratio})}} \quad (1)$$

در این رابطه، پارامترهای PGV ratio و energy ratio به ترتیب نسبت حداکثر سرعت زمین و انرژی پالس اصلی به شتاب‌نگاشت اصلی زلزله می‌باشند. با توجه به اینکه پالس رکورد زلزله تأثیر مهمی بر توان تخریبی آن‌ها دارد، در این پژوهش دسته‌بندی رکوردهای زلزله بر اساس زمان تناوب پالس آن‌ها انجام شد. براساس آنچه نتایج پژوهش‌های محققین پیشین نشان داده است، هنگامی که نسبت زمان تناوب اصلی ارتعاش سازه به زمان تناوب پالس اصلی (T/T_p) در بازه‌ی ۰/۵ تا ۲/۵ قرار بگیرد، خاصیت پالسی رکوردهای زلزله بر پاسخ سازه حاکم است. همچنین، نتایج تحقیق Kumar و همکارانش [۳۲] نشان



داد که از دیدگاه نحوه تأثیرگذاری بر پاسخ لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی، می‌توان رکوردهای زلزله را به سه دسته زمان تناوب کوتاه، زمان تناوب متوسط و زمان تناوب بلند تقسیم‌بندی کرد. همچنین میزان غیرخطی شدن رفتار سازه‌ها به رکوردهای انتخاب شده بستگی دارد بر اساس این یافته‌ها، رکوردهای جهت‌پذیری انتخاب شده به صورت زیر به سه دسته تقسیم‌بندی شده‌اند:

۱- رکوردهای پالس کوتاه (SP) با شرط $t_p < 2s$.

۲- رکوردهای پالس متوسط (MP) با شرط $2s \leq t_p \leq 4s$.

۳- رکوردهای پالس بلند (LP) با شرط $t_p > 4s$.

در این تحقیق، علائم SP، MP و LP به ترتیب برای اشاره به رکوردهای پالس کوتاه، پالس متوسط و پالس بلند (مطابق دسته‌بندی بالا) به کار می‌رود. هر یک از سه مجموعه رکورد SP، MP و LP دارای ده شتاب‌نگاشت هستند که همگی روی خاک نوع سه ثبت شده‌اند. مشخصات رکوردهای انتخاب شده شامل بزرگا، فاصله از گسل، زمان تناوب پالس اصلی در جدول (۲) ارائه شده است. در این جدول، عبارت‌های T_m و T_p به ترتیب زمان تناوب پالس اصلی زلزله و زمان تناوب غالب رکورد زلزله می‌باشند. پارامتر زمان تناوب غالب زلزله (T_m) برای مجموعه رکوردهای نزدیک به گسل از رابطه‌ای ارائه شده توسط Rathje و همکارانش [۳۳] که بر اساس میانگین‌گیری وزنی مجذور مقادیر طیف فوریه رکورد زلزله در بازه‌ی فرکانسی ۰/۲۵ تا ۲۰ هرتز قرار دارد، محاسبه گردیده است. زمان تناوب غالب زلزله، محتوای فرکانسی بخش غیرپالسی (بخش باقیمانده) نگاشت زلزله را نیز شامل می‌شود. شایان ذکر است که در رابطه با زلزله‌های نزدیک به گسل، بیشترین اثر تخریبی در مؤلفه‌ی عمود بر راستای گسلش پدیدار می‌شود. همچنین مقادیر نسبت حداکثر سرعت زمین به حداکثر شتاب زمین با عبارت PGV/PGA برای رکوردهای انتخابی ارائه شده است. مقدار این ضریب به عنوان شاخصی برای اندازه‌گیری توان تخریبی رکوردهای جهت‌داری دارای اهمیت می‌باشد.

۳-۵- توزیع نیازهای تغییرمکانی در ارتفاع سازه

الگوی توزیع نیازهای تغییرمکانی تا حد زیادی به تراز رفتار غیرخطی سازه بستگی دارد. معمولاً کمیت مورد استفاده برای اندازه‌گیری میزان رفتار غیرخطی در سازه‌های قاب خمشی «جابجایی نسبی طبقه» یا «شکل‌پذیری طبقه» در نظر گرفته می‌شود. برای این مطالعه از پارامتر حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در سازه (MIDR) برای برآورد درجه رفتار غیرخطی

در سازه استفاده شد. با توجه به اینکه سطوح مختلف عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس میزان رفتار فرارالتجاعي در آن اندازه‌گیری می‌شود، استانداردهای مختلف حدود عملکردی را بر اساس حداکثر جابجایی نسبی طبقات ارائه می‌دهند. بنابر آنچه در استاندارد FEMA-356 آمده است، می‌توان حدود عملکردی را به صورت زیر بیان کرد:

- حالت حدی عملکرد بی‌وقفه (IO) متناظر با MIDR کمتر

از ۰/۷۵ درصد.

- حالت حدی ایمنی جانی (LS) متناظر با MIDR بین ۰/۷۵

تا ۲/۵ درصد.

- حالت حدی جلوگیری از فروریزش متناظر با MIDR بین

۲/۵ تا ۵ درصد.

حد جابجایی نسبی ۰/۷۵ درصد معادل سطح عملکرد بهره‌برداری بی‌وقفه که رفتار نزدیک به ارتجاعی سازه‌ها می‌باشد، حد ۲/۵ درصد معادل حد جابجایی نسبی استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد که معادل حد عملکرد ایمنی جانی است و حد جابجایی نسبی ۵ درصد بر اساس ضوابط استاندارد FEMA-356 بیانگر حد جلوگیری از فروریزش سازه‌ها است. بنابراین، تغییرات جابجایی نسبی در ارتفاع هر یک از سازه‌های نمونه برای سه مقدار مختلف MIDR برآورد شد و مورد ارزیابی قرار گرفت. برای تعیین تابع شکل توزیع جابجایی نسبی نسبی طبقات در ارتفاع سازه، مقادیر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در هر طبقه بر مقدار حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در کل سازه تقسیم و به جای عبارت IDR از عبارت NIDR استفاده می‌شود که مقدار بیشینه آن در ارتفاع سازه برابر یک است. به این ترتیب، میانگین‌گیری از شکل توزیع جابجایی نسبی نسبی برای رکوردهای مختلف به‌سادگی صورت می‌گیرد. برای تعیین الگوی توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع سازه برای رکوردهای مختلف، بردار میانگین برای هر مجموعه رکورد و برای درجات مختلف رفتار غیرخطی از میانگین‌گیری بین بردارهای تغییرات جابجایی نسبی رکوردهای آن مجموعه حاصل می‌شود. بنابراین، بردار میانگین تغییرات جابجایی نسبی بین طبقه‌ای برای درجات مختلف رفتار غیرخطی محاسبه می‌شود.

۳-۶- مطالعه پارامتری توزیع نیاز جابجایی نسبی طبقات

برای مطالعه کمی الگوی توزیع نیاز جابجایی نسبی طبقات دو متغیر برای اندازه‌گیری شکل توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع سازه‌ها مطابق رابطه‌ی (۲) تعریف می‌شود:

$$B_1 = \frac{\max(IDP_i) \{i = 1:n\}}{MDR} \quad (2)$$

جدول ۲- مشخصات رکوردهای نزدیک به گسل مورد مطالعه در این بررسی

شماره	زمین لرزه و تاریخ وقوع	M W	R (km)	T _p (s)	T _m (s)	PGV (cm/s)	PGV/PGA (s)
Short Pulse records (SP set)							
۱	1983 Coalinga-05, Oil City	۵/۸	۸/۴۶	۰/۷	۰/۴۷	۴۱	۰/۰۵
۲	1986 Taiwan SMART1(40), SMART1 M07	۶/۳	۴/۰۴	۱/۶	۱/۱۷	۳۶	۰/۱۶
۳	1986 N. Palm Springs, North Palm Springs	۶/۱	۴/۰۴	۱/۴	۰/۷۶	۷۴	۰/۱۱
۴	1987 Whittier Narrows-01, Downey - Co Maintldg	۶	۲۰/۸۲	۰/۸	۰/۷	۳۰	۰/۱۳
۵	1987 Whittier Narrows-01, L - Orange Ave	۶	۲۴/۵۴	۱	۰/۶۹	۳۳	۰/۱۳
۶	1989 Loma Prieta, Gilroy Array #2	۶/۹	۱۱/۰۷	۱/۷	۰/۷۹	۴۶	۰/۱۱
۷	2004 Parkfield 02-CA, Fault Zone 9	۶	۲/۸۵	۱/۱۳	۰/۹۱	۲۴	۰/۱۶
۸	1995 Kobe, Japan, Takarazuka	۶/۹	۰/۲۷	۱	۰/۹	۷۳	۰/۱۱
۹	1995 Kobe, Japan, Takatori	۶/۹	۱/۴۷	۱/۶	۱/۲۸	۱۷۰	۰/۲۵
۱۰	1997 Northwest China-03, Jiashi	۶/۱	۱۷/۷۳	۱/۳	۰/۶۷	۳۷	۰/۱۴
Medium Pulse records (MP set)							
۱	1979 Imperial Valley-06, El Centro, Array #3	۶/۵	۰/۳۴	۲/۴	۰/۹۲	۴۴	۰/۱۳
۲	1979 Imperial Valley-06, El Centro Array #6	۶/۵	۱/۳۵	۳/۸	۱/۶۹	۱۱۲	۰/۲۶
۳	1980 Irpinia, Italy-01, Sturno	۶/۹	۱۰/۴۸	۳/۱	۱/۲۱	۴۱	۰/۱۹
۴	1981 Westmorland, Parachute Test Site	۵/۹	۱۶/۶۶	۳/۶	۰/۹۱	۳۶	۰/۲۱
۵	1987 Superstition Hills-02, Parachute Test Site	۶/۵	۰/۹۵	۲/۳	۱/۱۷	۱۰۷	۰/۲۶
۶	1989 Loma Prieta, Alameda Naval Air Stn Hanger	۶/۹	۳۱	۲۱	۱/۰۷	۳۲	۰/۱۵
۷	1992 Erzincan, Turkey, Erzincan	۶/۷	۴/۵۸	۲/۷۲	۱/۵۵	۹۵	۰/۲
۸	1992 Cape Mendocino, Petrolia	۷	۸/۱۸	۳	۰/۷۵	۸۲	۰/۱۴
۹	1994 Northridge-01, Jensen Filter Plant	۶/۷	۵/۴۳	۳/۵	۱/۰۷	۶۷	۰/۱۳
۱۰	1994 Northridge-01, Newhall - W Pico Canyon Rd	۶/۷	۵/۴۸	۲/۴	۱/۶۳	۸۸	۰/۲۱
Long Pulse records (LP set)							
۱	1979 Imperial Valley-06, EC County Center FF	۶/۵	۷/۳۱	۴/۵	۱/۳۳	۵۴	۰/۳۱
۲	1979 Imperial Valley-06, El Centro Array #11	۶/۵	۱۲/۴۵	۷/۴	۰/۵۵	۴۱	۰/۱۱
۳	1979 Imperial Valley-06, El Centro Array #7	۶/۵	۰/۵۶	۴/۲	۱/۳۷	۱۰۹	۰/۲۴
۴	1979 Imperial Valley-06, El Centro Differential Array	۶/۵	۵/۰۹	۵/۹	۰/۷۷	۶۰	۰/۱۵
۵	1979 Imperial Valley-06, Holtville Post Office	۶/۵	۷/۶۵	۴/۸	۰/۸۱	۵۵	۰/۲۲
۶	1989 Loma Prieta, Saratoga - Aloha Ave	۶/۹	۸/۵	۴/۵	۰/۹۶	۵۶	۰/۱۶
۷	1992 Landers, Yermo Fire Station	۷/۳	۲۳/۶۲	۷/۵	۰/۹۶	۵۳	۰/۲۴
۸	1999 Chi-Chi, Taiwan, CHY101	۷/۶	۹/۹۶	۴/۸	۱/۰۷	۸۵	۰/۱۹
۹	1999 Chi-Chi, Taiwan, TCU101	۷/۶	۲/۱۳	۱۰	۰/۸۷	۶۸	۰/۳۳
۱۰	1999 Chi-Chi, Taiwan, TCU136	۷/۶	۸/۲۹	۱۰	۰/۹۹	۵۲	۰/۳۱

در این روابط، i شماره طبقه، n تعداد کل طبقات و EDP کمیت پاسخ موردنظر می‌باشد. با داشتن بردار تغییرات جابجایی نسبی بین طبقه‌ای برای درجات مختلف رفتار غیرخطی، مقادیر پارامترهای ذکرشده برای هر یک از قاب‌های نمونه و تحت هر یک از رکوردهای زلزله اندازه‌گیری شده و از میانگین‌گیری بین

میانگین نیاز جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در طبقات یک‌سوم بالایی سازه به میانگین پاسخ در کل طبقات که از رابطه‌ی (۳) به دست می‌آید:

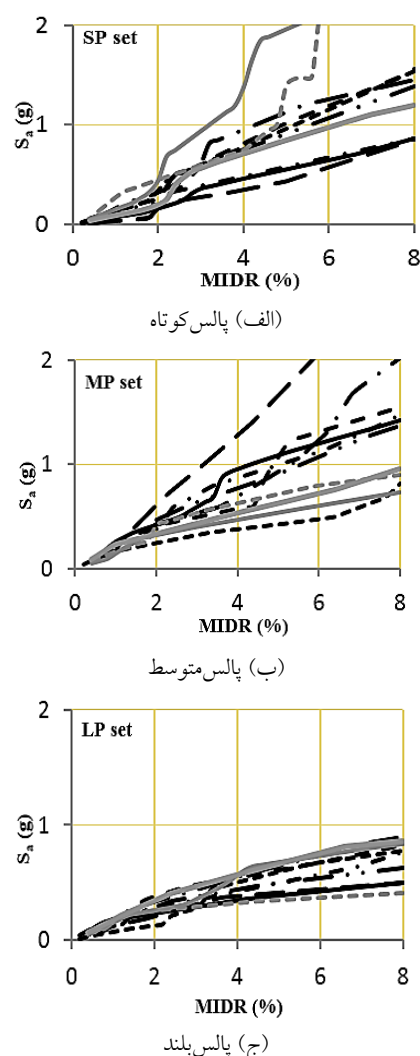
$$B_2 = \frac{\text{mean}(EDP_{\frac{2n}{3}}, EDP_{\frac{2n}{3}+1}, \dots, EDP_n)}{n} \quad (3)$$



مقادیر به دست آمده برای رکوردهای هر مجموعه، مقدار میانگین پارامتر موردنظر برای آن مجموعه رکورد حاصل گردیده است. از ترسیم مقادیر میانگین پارامترهای موردنظر برحسب درجه رفتار غیرخطی (MIDR) منحنی‌هایی تولید می‌شود که برای ارزیابی تأثیر درجه رفتار غیرخطی بر الگوی توزیع جابجایی نسبی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۴- نتایج و بحث

همانطور که در بخش‌های قبلی ذکر شد، از نتایج تحلیل‌های دینامیکی افزایشی جهت برآورد پاسخ لرزه‌ای سازه‌های نمونه در شدت‌های لرزه‌ای مختلف استفاده می‌شود. به عنوان نمونه، منحنی‌های IDA برای قاب ۱۵ طبقه در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل ۳- منحنی‌های IDA قاب ۱۵ طبقه تحت مجموعه رکوردهای مورد مطالعه

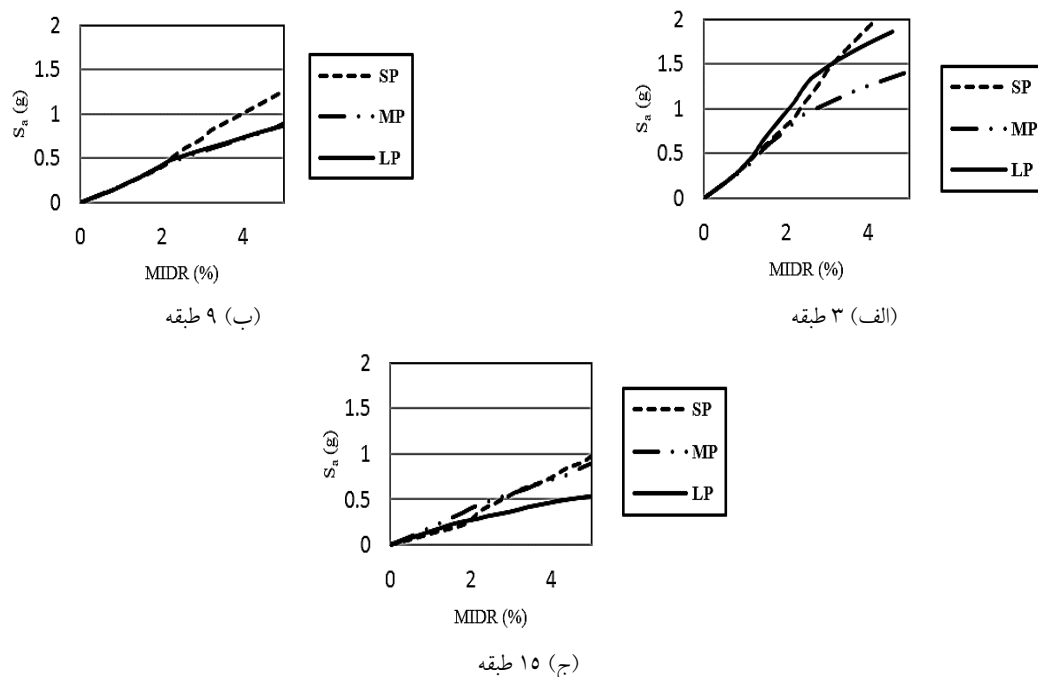
با توجه به منحنی‌های IDA برای سازه‌های نمونه می‌توان دریافت که تأثیر رکوردهای مختلف بر پاسخ لرزه‌ای قاب‌های سازه‌ای حتی در شدت‌های لرزه‌ای یکسان، مشابه نیست. به عنوان مثال، برای قاب ۱۵ طبقه تحت رکوردهای پالس بلند که از یک دسته هستند، تفاوت بین منحنی‌های مختلف آشکار است. این تفاوت طبیعی است و به ویژگی‌های خاص هر رکورد زلزله مرتبط می‌شود.

برای مقایسه‌ای منطقی و دقیق بین پاسخ سازه‌ها در مقابل انواع تحریکات لرزه‌ای، می‌توان منحنی میانگین IDA را برای هر یک از سازه‌ها و تحت هریک از مجموعه رکوردهای انتخابی تهیه کرد. برای این منظور، از میانگین‌گیری بین مقادیر شتاب طیفی در مقادیر جابجایی نسبی یکسان استفاده می‌شود. از آنجا که ممکن است در میانگین‌گیری، مقادیر جابجایی نسبی مورد نظر روی برخی منحنی‌ها موجود نباشد، از درونیابی نیز استفاده می‌شود. با استفاده از این روش، میانگین منحنی IDA سازه‌های نمونه تحت هر یک از مجموعه شتاب‌نگاشت‌ها تهیه و در یک نمودار نمایش داده شده‌اند. نتایج این مرحله در شکل (۴) ارائه شده است.

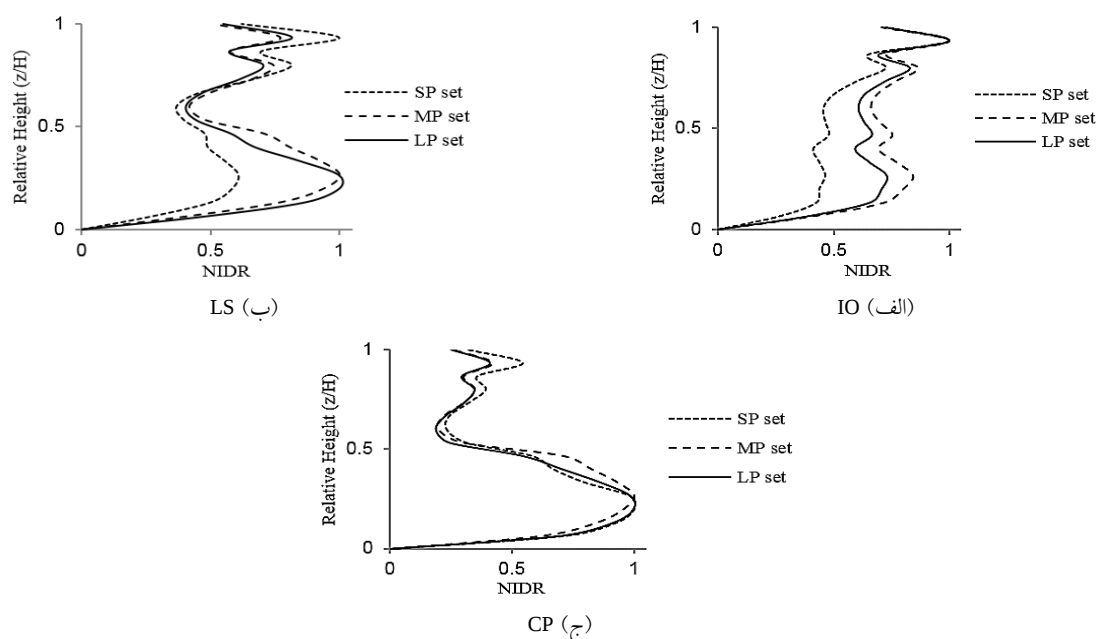
با بررسی منحنی‌های میانگین IDA قاب‌های نمونه تحت مجموعه رکوردهای انتخابی مشخص می‌شود که اثر تخریبی انواع رکوردهای زلزله بر قاب‌های خمشی به ارتفاع سازه بستگی دارد. اختلاف بین قدرت تخریبی رکوردها برای قاب‌های بلندتر بیشتر است و برای قاب ۱۵ طبقه که بیشترین ارتفاع را در بین قاب‌های نمونه دارد، اختلاف بین رکوردها زیاد است، به نحوی که رکوردهای پالس بلند و پالس متوسط نسبت به رکوردهای پالس کوتاه قدرت تخریبی بیشتری را نشان داده‌اند. به عبارت دیگر، در سازه‌ی ۱۵ طبقه که ارتفاع بزرگ‌تری دارد، رکوردهای پالس بلند در شتاب طیفی یکسان تغییر مکان بزرگ‌تر یا برابر با رکوردهای دیگر را ایجاد می‌کنند.

۴-۱- ارزیابی الگوی جابجایی نسبی در سطوح عملکرد مختلف

مطابق آنچه قسمت‌های قبل اشاره شد، پاسخ جابجایی نسبی طبقات برای سه سطح عملکرد مختلف متناظر با حدود MIDR برابر ۰/۷۵، ۲/۵ و ۵ درصد تعیین می‌شود. به عنوان نمونه، بردارهای توزیع MIDR برای قاب ۱۵ طبقه در شکل (۵) نشان داده شده است.



شکل ۴- منحنی‌های میانگین IDA قاب‌های مورد مطالعه تحت مجموعه رکوردهای انتخابی



شکل ۵- منحنی‌های میانگین توزیع جابجایی نسبی نرمال شده در طبقات قاب ۱۵ طبقه برای سطوح عملکردی

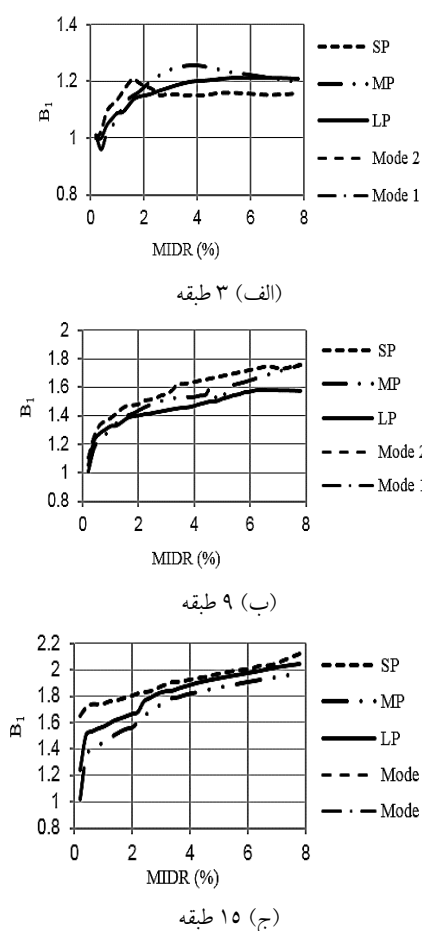
کمتر شود و در عوض، تشکیل مفاصل پلاستیک در طبقات پایینی موجب تشکیل مکانیسم در طبقات پایینی و نهایتاً جلوگیری از رسیدن امواج زلزله به طبقات بالایی شود. این پدیده سبب می‌شود جابجایی نسبی طبقات پایینی نسبت به طبقات بالایی بیشتر باشد.

اختلاف بین الگوی توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع برای

با توجه به شکل (۵)، مشخص می‌شود که با افزایش میزان رفتار فراارتجاعی در سازه‌ها که متناظر با حدود عملکردی نزدیک به فروریزش سازه است، تجمع نیازهای تغییر مکانی به سمت طبقات پایینی سازه حرکت می‌کند. به ویژه برای قاب‌های بلندتر و رکوردهای پالس کوتاه این قضیه بارزتر است و افزایش رفتار فراارتجاعی موجب می‌شود آثار مدهای ارتجاعی بالاتر



رفتار فرا ارتجاعی بر الگوی توزیع جابجایی نسبی به صورت کمی مورد بررسی قرار گیرد. تغییرات این متغیر بر حسب MIDR به عنوان کمیتی مؤثر در تعیین درجه رفتار غیر خطی سازه در شکل (۷) ارائه شده است. شایان ذکر است که نمودارهای مربوط به هر مجموعه رکورد از میانگین گیری بین رکوردهای آن مجموعه حاصل شده است.



شکل ۶- تغییرات متغیر B_1 بر حسب MIDR برای قاب‌های مختلف

مطابق شکل (۷)، برای پارامتر B_2 مبین این قضیه است که افزایش درجه رفتار غیرخطی باعث کاهش ضریب B_2 می‌شود. این بدان معناست که با غیرخطی شدن رفتار سازه تجمع نیازهای تغییر مکانی از طبقات بالا به سمت طبقات پایینی حرکت می‌کند. این پدیده برای تمامی دسته رکوردها و سازه‌های مورد مطالعه مشهود است. همچنین مشاهده می‌شود که مقدار این ضریب برای دسته رکوردهای پالس کوتاه بیشتر از رکوردهای پالس بلند است. به ویژه در ناحیه رفتار ارتجاعی این اختلاف بارزتر است، زیرا در این محدوده از رفتار سازه اثر مدهای بالاتر باعث می‌شود رکوردهای پالس کوتاه با تحریک این مدها تجمع نیاز

رکوردهای پالس کوتاه آشکارتر است، به عنوان مثال برای قاب ۱۵ طبقه تحت رکوردهای پالس کوتاه اگر حد عملکرد IO مورد نظر باشد، طبقات بالایی پاسخ جابجایی نسبی قابل توجهی را نسبت به طبقات پایینی دارند، در حالی که برای سطح عملکرد CP که متناظر با رفتار غیرارتجاعی شدیدتری است، تجمع نیازهای تغییر مکانی به طبقات پایینی سازه منتقل می‌شود. این پدیده عمدتاً تحت اثر تشکیل مکانیسم پلاستیک در طبقات پایینی و اختلال در حرکت امواج زلزله به طبقات بالایی صورت می‌پذیرد. همچنین اثر $P - \Delta$ این پدیده را تشدید می‌کند.

۴-۲- ارزیابی متغیرهای کمی توصیف‌کننده الگوی توزیع جابجایی نسبی

در این بخش، به منظور ارائه کمیت‌های قابل اندازه‌گیری برای ارزیابی الگوی توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع سازه‌ها، پارامترهای کمی ۲ و ۳ با استفاده از نتایج تحلیل‌های IDA تعیین می‌شوند. بر اساس نتایج به دست آمده از تحلیل‌های IDA مقادیر کمیت‌های B_1 و B_2 برای قاب‌های نمونه و تحت رکوردهای انتخابی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. نتایج به دست آمده از این مرحله در شکل (۶) ارائه می‌شود.

برآوردهای انجام شده برای متغیر B_1 نشان می‌دهد که این نسبت به نوع رکورد زلزله بستگی زیادی ندارد و عمدتاً تابع درجه رفتار غیرخطی در سازه است. بر این اساس، با افزایش درجه رفتار فرا ارتجاعی و افزایش پاسخ تغییر مکانی سازه که با متمرکز شدن نیازهای تغییر مکانی در برخی از طبقات سازه (طبقات پایینی) همراه است، مقدار متغیر B_1 افزایش می‌یابد. بر اساس نتایج حاصل از این تحقیق تغییرات این متغیر در محدوده ۱ تا ۲ می‌باشد. همچنین با مقایسه نمودارهای تغییرات B_1 برای قاب‌های مورد مطالعه مشخص می‌شود که با افزایش تعداد طبقات مقدار این ضریب افزایش می‌یابد. دلیل این امر آن است که اصولاً با افزایش تعداد طبقات توزیع تغییر مکان نسبی طبقات از حالت خطی به سمت سهموی شدن حرکت می‌کند. درواقع، با افزایش ارتفاع و مشارکت مدهای بالاتر در اتعاش سیستم سازه‌ای، یکنواختی توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع روبه کاهش می‌نهد.

هر چند متغیر B_1 به عنوان یک کمیت کارا جهت برآورد میزان یکنواختی در توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع قابل استفاده است، اما اطلاعاتی راجع به اینکه تجمع نیازهای تغییر مکانی در کدام طبقات سازه است در اختیار قرار نمی‌دهد. به همین دلیل از متغیر B_2 استفاده می‌شود تا تأثیر زمان تناوب پالس و درجه



ضریب بین $1/2$ تا $2/1$ با مطالعات پیشین سازگاری دارد [۳۴]. در جدول (۴) نیز مقادیر ضریب B_2 برای قاب‌های مورد مطالعه در سطوح عملکرد مختلف ارائه گردیده است.

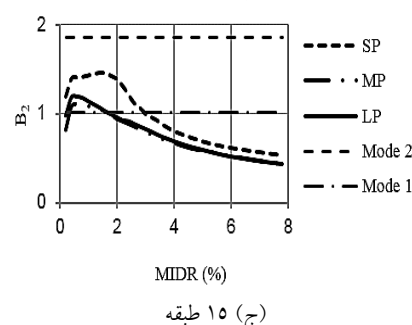
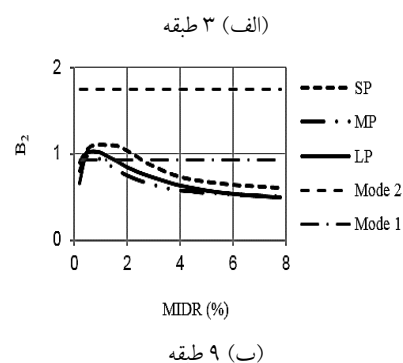
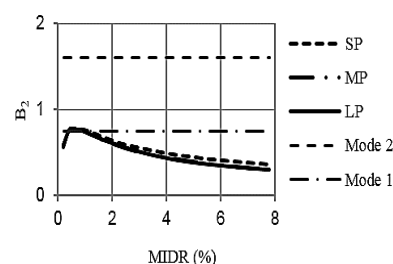
جدول ۳- مقادیر متغیر B_1 برای سطوح عملکرد IO، LS و CP

قاب‌ها	رکوردها	IO	LS	CP
طبقه ۳	SP set	$1/20$	$1/24$	$1/36$
	MP set	$1/19$	$1/25$	$1/43$
	LP set	$1/20$	$1/26$	$1/44$
طبقه ۹	SP set	$1/36$	$1/40$	$1/44$
	MP set	$1/30$	$1/35$	$1/39$
	LP set	$1/30$	$1/33$	$1/37$
طبقه ۱۵	SP set	$1/95$	$1/99$	$2/10$
	MP set	$1/50$	$1/60$	$1/63$
	LP set	$1/55$	$1/63$	$1/69$

جدول ۴- مقادیر متغیر B_2 برای سطوح عملکرد IO، LS و CP

قاب‌ها	رکوردها	IO	LS	CP
طبقه ۳	SP set	$0/78$	$0/58$	$0/40$
	MP set	$0/76$	$0/52$	$0/34$
	LP set	$0/77$	$0/53$	$0/33$
طبقه ۹	SP set	$1/10$	$0/93$	$0/61$
	MP set	$0/96$	$0/65$	$0/47$
	LP set	$1/02$	$0/74$	$0/50$
طبقه ۱۵	SP set	$1/42$	$1/25$	$0/62$
	MP set	$1/10$	$0/81$	$0/51$
	LP set	$1/18$	$0/84$	$0/52$

مقادیر به دست آمده برای ضریب B_2 حکایت از آن دارد که میزان تغییرات این متغیر قابل توجه است، به نحوی که در سطح عملکرد CP این ضریب بسیار کمتر از مقادیر متناظر با حد IO است. در واقع با افزایش رفتار فرارارتجاعی و انتقال نیازهای تغییر مکانی به سمت طبقات پایینی از مقدار ضریب B_2 کاسته می‌شود. این تغییرات برای سازه‌های مختلف قابل مشاهده است. همچنین ملاحظه می‌گردد که برای قاب‌های بلندتر که مدهای بالاتر فعال‌تر هستند میزان ضریب B_2 بیشتر از قاب‌های دیگر است.



شکل ۶- تغییرات متغیر B_2 برحسب MIDR برای قاب‌های مورد مطالعه

تغییر مکانی را به سمت طبقات بالایی منتقل کنند. در ادامه مقادیر کمیت‌های B_1 و B_2 برای مقادیر MIDR متناظر با حدود عملکردی IO، LS و CP که به ترتیب متناظر با MIDR معادل $0/75$ ، $2/5$ و 5 درصد می‌باشند، از روی نمودارهای ارائه شده در شکل‌های (۶) و (۷) استخراج و در جدول‌های (۳) و (۴) ارائه می‌گردد.

با توجه به مقادیر ارائه شده در جدول (۳) می‌توان دریافت که با افزایش رفتار فرارارتجاعی و انتقال از سطح عملکرد IO به LS و از LS به CP میزان یکنواختی توزیع جابجایی نسبی کاهش و ضریب B_1 افزایش می‌یابد. هرچند نمی‌توان اثر زمان تناوب پالس بر این ضریب را به‌طور منظم ارائه کرد، اما به‌طور ویژه رکوردهای پالس کوتاه با تحریک مدهای بالاتر در قاب ۱۵ طبقه باعث می‌شوند عدم یکنواختی در توزیع جابجایی نسبی افزایش یابد و این پدیده با افزایش ضریب B_1 نشان داده می‌شود. همچنین، با افزایش تعداد طبقات و افزایش مشارکت مدهای بالاتر ضریب B_1 نیز افزایش یافته است. تغییرات این

۵- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، تأثیر زمان تناوب پالس زلزله و درجه رفتار فراررتجاعی بر الگوی توزیع خرابی در ارتفاع قاب‌های خمشی فولادی مورد بررسی قرار گرفت. برای برآورد پاسخ فراررتجاعی سازه‌های نمونه به انواع رکوردهای لرزه‌ای، تحلیل‌های تاریخیچه‌زمانی با ضرایب مقیاس مختلف و در قالب تحلیل IDA برای قاب‌های نمونه به انجام رسید. جهت بارگذاری لرزه‌ای از سه مجموعه از شتاب‌نگاشت‌های نزدیک به گسل که دارای خاصیت پالسی بوده‌اند، استفاده شد. این سه دسته رکورد بر حسب زمان تناوب پالس به سه دسته‌ی پالس کوتاه، متوسط و بلند تقسیم‌بندی شدند و برای ارزیابی تأثیر زمان تناوب پالس بر توزیع خرابی قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه مورد مقایسه قرار گرفتند. همچنین، برای کمی‌سازی نتایج، دو متغیر B_1 و B_2 برای تشخیص الگوی توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع سازه معرفی گردید. نتایج این تحقیق به صورت خلاصه در ذیل ارائه می‌گردد:

■ نتایج تحلیل‌ها نشان داد که اثر زمان تناوب پالس بر الگوی توزیع خرابی (برحسب تغییرمکان نسبی طبقات) می‌تواند قابل‌توجه باشد. به‌ویژه، برای قاب‌های بلندتر که درجات آزادی بیشتری دارند، اختلاف بین الگوی توزیع خرابی تحت رکوردهای مختلف افزایش می‌یابد. دلیل این موضوع، افزایش تأثیر و مشارکت مدهای بالاتر در سازه‌هایی است که تعداد درجات آزادی بیشتری دارند. بنابراین، می‌توان گفت اثر زمان تناوب پالس بر الگوی توزیع خرابی در سازه‌های قاب خمشی باید در ارزیابی عملکرد آنها تحت وقایع لرزه‌ای آینده در نظر گرفته شود.

■ با افزایش رفتار فراررتجاعی و ورود سازه به ناحیه‌ی رفتار غیرارتجاعی موجب انتقال نیاز جابجایی نسبی به طبقات پایینی سازه می‌شود. دلیل اصلی این امر افزایش $P - \Delta$ در ناحیه‌ی رفتار غیرارتجاعی است که موجب وارد آمدن نیاز لرزه‌ای شدید به طبقات پایینی می‌شود. به عنوان پیشنهاد در طبقات پایینی ساختمان، به منظور افزایش تاب آوری در برابر زلزله، اعضای سازه‌ای مقاوم‌سازی می‌شوند تا عملکرد آنها در برابر تحریکات لرزه‌ای بهینه گردد. از دیدگاه دیگر، در شدت‌های لرزه‌ای بزرگ که مقارن با درجه رفتار فراررتجاعی قابل‌توجه است، تشکیل مفاصل پلاستیک در طبقات پایینی موجب تشکیل مکانیسم استهلاک انرژی می‌شود و این مکانیسم از انتقال موج زلزله به طبقات بالایی تا حد زیادی جلوگیری می‌کند. این درحالی است که

تشکیل مفاصل پلاستیک در طبقات بالایی تأثیر چندانی بر رفتار طبقات پایینی ندارد. بنابراین، به طور خلاصه می‌توان گفت که با افزایش رفتار فراررتجاعی در سازه، تجمع نیاز تغییرمکانی و خرابی به طبقات پایینی انتقال می‌یابد.

■ با افزایش زمان تناوب پالس زلزله، تجمع خرابی به سمت طبقات پایینی حرکت می‌کند، در حالی که با کاهش زمان تناوب پالس زلزله و هم‌نوایی با مدهای بالاتر رفتار سازه، انتقال تجمع نیازهای تغییرمکانی به سمت بالا صورت می‌گیرد. این یافته با اصول دینامیک سازه تطابق دارد، زیرا اساساً مدهای بالاتر موجب انتقال نیازهای لرزه‌ای به طبقات بالایی می‌شوند.

■ در شدت‌های لرزه‌ای زیاد، آثار مدهای ارتجاعی بالاتر کاهش می‌یابد؛ زیرا با وارد شدن سازه به ناحیه‌ی رفتار غیرارتجاعی و تغییر سختی سازه، دیگر مدهای ارتجاعی حاکم بر ارتعاش سازه نیستند. از این رو، اختلاف بین انواع رکوردهای لرزه‌ای کاهش و الگوی توزیع خرابی برای انواع رکوردها در ناحیه رفتار غیرارتجاعی تقلیل می‌یابد.

۶- مراجع

- [1] Saberi, V., Saberi, H. and Sadeghi, A., (2020), "Collapse assessment of steel moment frames based on development of plastic hinges", Journal of Science and Technology, Vol. 52, pp. 1-21. (In Persian)
- [2] Pouraminian, M., Hashemi, S., Sadeghi, A. and Pourbakhshian, S. (2020), "Probabilistic assessment the seismic collapse capacity of buckling-restrained braced frames equipped with shape memory alloys", Journal of Structural and Construction Engineering. DOI:10.22065/JSCE.2020.236804.2174. (In Persian)
- [3] Sadeghi, A., Hashemi, S. and Mehdi-zadeh, K. (2020), "Probabilistic assessment of seismic collapse capacity of 3D steel moment-resisting frame structures", Journal of Structural and Construction Engineering. DOI:10.22065/JSCE.2020.220306.2083. (In Persian)
- [4] Mehdi-zadeh, K., Karamodin, A. and Sadeghi, A. (2020), "Progressive sidesway collapse analysis of steel moment-resisting frames under earthquake excitations", Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering, Vol. 44, pp. 1209-1221.
- [5] ETABS (2015), Three dimensional analysis of building systems, Manual Computers and Structures, Inc. Berkeley, California.
- [6] SeismoStruct (2018), A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, SeismoSoft's Ltd.
- [7] Somerville, P.G., Smith, N.F., Graves, R.W. and Abrahamson N.A. (1997), "Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity", Journal of Seismol Res Lett, Vol. 68, pp. 199-222.
- [8] Alavi, B. and Krawinkler, H. (2001), "Effects of near-fault ground motions on frame structures", Report No. 138. California: The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.



- [22] Shargh, F.H. and Hosseini, M. (2011), "An optimal distribution of stiffness over the height of shear buildings to minimize the seismic input energy", *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, Vol 13, pp. 25-32.
- [23] Scott, M.H. and Fenves, G.L. (2006), "Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements", *Journal of Structural Engineering*, Vol 132, pp. 244-252.
- [24] Razi, M., Gerami, M. and Vahdani, R. (2018), "Shear demands of steel moment-resisting frames under near- and far-fault seismic excitations", *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, Vol 42, pp. 1-16.
- [25] Güneş, N. and Ulucan, Z.Ç. (2019), "Nonlinear dynamic response of a tall building to near-fault pulse-like ground motions", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 17, pp. 2989-3013.
- [26] Dávalos, H. and Miranda, E. (2021), "Robustness evaluation of fiv3 using near-fault pulse-like ground motions", *Engineering Structures*, Vol. 230, pp. 111694.
- [27] INBC. (2013), "Design and construction of steel structures", Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 10. (In Persian)
- [28] INBC. (2013), "Design loads for buildings", Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 6. (In Persian)
- [29] BHRC. (2014), "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings", Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800. (In Persian)
- [30] FEMA 356, (2000), "Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Washington D.C. Federal Emergency Management Agency, USA.
- [31] Baker, J.W. (2007), "Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 97, pp. 1486-501.
- [32] Kumar, M., Stafford, P.J. and Elghazouli, A.Y. (2013), "Influence of ground motion characteristics on drift demands in steel moment frames designed to Eurocode 8", *Journal of Engineering Structures*, Vol 52, pp. 502-17.
- [33] Rathje, E.M., Faraj, F., Russel, S. and Bray, J.D. (2004), "Empirical relationships for frequency content parameters of earthquake ground motions", *Earthquake Spectra*, Vol. 20, pp. 119-44.
- [34] Khaloo, A.R., Khosravi, H. and Jamnani, H.H. (2015), "Nonlinear interstory drift contours for idealized forward directivity pulses using "modified fish-bone" models", *Journal of Advances in Structural Engineering*, Vol 18, pp. 603-27.
- [9] Sehhati, R., Rodriguez-Marek, A., ElGawady, M. and Cofer, W.F. (2011), "Effects of near-fault ground motions and equivalent pulses on multi-story structures", *Engineering Structures*, Vol 33, pp. 767-79.
- [10] Su, F., Anderson, J.G. and Zeng, Y. (2006), "Characteristics of ground motion response spectra from recent large earthquakes and their comparison with IEEE Standard 693", In *Proceedings of the 8th United States National Conference on Earthquake Engineering (8NCEE)*, San Francisco, CA.
- [11] Gerami, M. and Abdollahzadeh, D. (2012), "Estimation of forward directivity effect on design spectra in near field of fault", *Journal of Basic and Applied Scientific Research*, Vol.2, pp. 8670-8686.
- [12] Gillie, J.M., Rodriguez-Marek, A. and McDaniel, C. (2010), "Strength reduction factors for near-fault forward-directivity ground motions", *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 273-285.
- [13] Soltangharai, V., Razi, M. and Gerami, M. (2016), "Comparative evaluation of behavior factor of SMRF structures for near and far fault ground motions", *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, Vol. 60, pp. 75-82.
- [14] Iwan, W.D. (1997), "Drift spectrum: Measure of demand for earthquake ground motions", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, pp. 397-404.
- [15] Dixiong, Y.J.P. and Gang, L. (2010), "Interstory drift ratio of building structures subjected to near-fault ground motions based on generalized drift spectral analysis", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 30, pp. 1182-1197.
- [16] Shodja, A.H. and Rofooei, F.R. (2013), "Using a lumped mass, nonuniform stiffness beam model to obtain the interstory drift spectra", *Journal of Structural Engineering*, Vol 140, pp. 4013109.
- [17] Ghobarah, A. (2004), "On drift limits associated with different damage levels. In: *Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation*", *Proceedings of the International Workshop*, Bled, Slovenia, pp. 321-32.
- [18] Karavasilis, T.L., Bazeos, N. and Beskos D.E. (2008), "Drift and ductility estimates in regular steel MRF subjected to ordinary ground motions: a design-oriented approach", *Journal of Earthq Spectra*, Vol 24, pp. 431-51.
- [19] Sehhati, R., Rodriguez-Marek, A., ElGawady, M. and Cofer, W.F. (2011), "Effects of near-fault ground motions and equivalent pulses on multi-story structures", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 33, pp. 767-79.
- [20] Gerami, M. and Abdollahzadeh, D. (2015), "Vulnerability of steel moment-resisting frames under effects of forward directivity", *Journal of Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 24, pp. 97-122.
- [21] Bohloul, Z. and Poursha, M. (2016), "Seismic evaluation of geometrically irregular steel moment resisting frames with setbacks considering their dynamic characteristics", *Journal of Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol 14, pp. 2757-2777.

پی نوشت

- ¹ Incremental dynamic analysis
- ² Short pulse
- ³ Medium pulse
- ⁴ Long pulse
- ⁵ Immediate occupancy
- ⁶ Life safety
- ⁷ Collapse prevention
- ⁸ Mid interstory drift ratio

