

ارزیابی احتمالاتی ظرفیت فروریزش جانبی ساختمان‌های میان مرتبه و بلندمرتبه دارای سیستم قاب خمشی فولادی ویژه

سید احمد مبینی پور^۱؛ سعید پورزینلی^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان

۲- دانشیار سازه، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان

* pourzeynali@guilan.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۷/۰۳/۲۱]

تاریخ دریافت: [۹۶/۱۰/۲۶]

چکیده

به منظور تعیین و پیش‌بینی میزان آسیب وارد بر سازه‌ها استانداردهای مبتنی بر عملکرد، سطوح و حدود مشخصی را ارائه نموده‌اند. هدف از این پژوهش ارزیابی این سطوح، با استفاده از مقایسه‌ی شاخص‌های تقاضای لرزه‌ای (DM) و شاخص شدت (IM) و همچنین بررسی چگونگی عملکرد مباحث ششم و دهم از مقررات ملی و استاندارد ۲۸۰۰ در محدود نمودن آسیب وارد بر سازه‌ها است. بدین منظور با طراحی دو قاب خمشی فولادی ویژه ده و بیست طبقه و مدل‌سازی آن‌ها در نرم‌افزار OpenSees و انجام تحلیل دینامیکی افزایشی IDA با استفاده از رکوردهای معرفی شده توسط NGA برای حوزه‌های دور و نزدیک، منحنی‌های شکنندگی فروریزش قاب‌ها در سه سطح عملکردی CP، IO و GI رسم شده است. سپس با استفاده از منحنی‌های مزبور مقادیر احتمال متناظر با وقوع فرا گذشت قاب‌های مورد مطالعه از ۳ سطح خطر با دوره‌های بازگشت ۷۵، ۴۷۵ و ۲۴۷۵ ساله به دست آمده و به ارزیابی و مقایسه‌ی آسیب وارد بر این قاب‌ها پرداخته شده است. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد احتمال فروریزش جانبی قاب‌های مورد مطالعه در زلزله طرح بسیار اندک (نزدیک به صفر) و در زلزله بیشینه مورد انتظار نیز کمتر از ۱٪ است و این با هدف طراحی آیین‌نامه ۲۸۰۰ که حفظ ایمنی جانی افراد و کم کردن تلفات جانی است، هماهنگی دارد. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که افزایش ارتفاع قاب‌ها بر عملکرد لرزه‌ای سازه به خصوص در سطوح عملکرد آستانه فروریزش (CP) تا ناپایداری دینامیکی (GI) تأثیرگذار است و منجر به کاهش مقادیر میانه ظرفیت فروریزش (\bar{S}_{CT}) و افزایش احتمال عبور از سطوح عملکردی در قاب بیست طبقه شده است.

واژگان کلیدی: شاخص شدت، شاخص تقاضا، سطوح خطر زلزله، سطوح عملکرد، مقدار میانه ظرفیت فروریزش

۱- مقدمه

متنوع تحلیل خطر لرزه‌ای، مهندسی زلزله و تحلیل ریسک است تا بدین وسیله، ارزیابی کامل یک سازه در چهار بخش اصلی شامل تحلیل خطر، پیش‌بینی تقاضا، مدل‌سازی حالت‌های آسیب و گسیختگی و تخمین خسارت انجام گیرد.

اهداف نهایی در ارزیابی احتمالاتی ظرفیت سازه‌ها، تعیین خسارت و هزینه‌ها است که بعد از یک زلزله در سازه حادث می‌شود. این دیدگاه یک ساختار کلی از ترکیب تحقیقات

می‌شود که این عدم قطعیت‌ها از هم مستقل است. بدین ترتیب مسئله ارزیابی به دو زیرمجموعه مجزا، به نام تحلیل خطر لرزه‌ای و تعیین توزیع تقاضای لرزه‌ای به وسیله تحلیل غیرخطی سازه تبدیل می‌شود و سپس نتایج نهایی باهم ترکیب شده و عملکرد احتمالاتی سازه برآورد می‌شود. برای محاسبه توزیع تقاضا و ظرفیت لرزه‌ای، یکی از کارآمدترین روش‌ها، روش تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA⁶) هست که توانایی پوشش تقاضای لرزه‌ای سازه‌ای از حالت الاستیک تا ناپایداری کلی را دارد. از آنجاکه یکی از اهداف ارزیابی بر اساس عملکرد، درک صحیح از رفتار غیرخطی سازه در سطوح عملکرد نزدیک به فروپاشی سازه است، در این راستا ایجاد مدل‌های هیستریزس که بتواند تمام پدیده‌های تأثیرگذار روی تعیین تقاضای لرزه‌ای تا فروپاشی سازه را در برگیرد، یکی از چالش‌های ارزیابی بر اساس عملکرد به حساب می‌آید و مدل‌هایی که زوال سختی و مقاومت در بار سیکلی را لحاظ می‌کنند در مدل‌سازی رفتار غیرخطی سازه از اهمیت فوق‌العاده‌ای برخوردار است. یکی از جدیدترین این مدل‌ها، مدل اصلاح‌شده‌ی ایبارا-کراوینکلر [8] است که این مدل، به وسیله یک پایگاه داده‌های فولادی با پاسخ تجربی سازه‌ها مورد تأیید و پارامترهای آن با استفاده از نتایج آزمایشگاهی کالیبره شده است.

نتایج تحلیل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای بر مبنای پارامتر IM می‌تواند به دو صورت بیان شود که یکی از آن‌ها منحنی‌های احتمال آسیب‌پذیری یا گذر از ظرفیت و یا حالت حدی بوده و دیگری برآورد احتمال میانگین فرا گذشت سالیانه حالت حدی است که در میان انواع مختلف حالت حدی، فروپاشی کلی سازه از اهمیت بیشتری برخوردار است. در این پژوهش به هردو صورت از این تحلیل توجه شده است. در مرحله اول تحقیق، با استفاده از منحنی‌های توابع توزیع تجمعی (CDF⁷)، عملکرد سازه‌های مورد مطالعه تحت اثر زلزله با سطوح خطر متفاوت مطابق با دستورالعمل FEMA-351 [9] مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند و سپس احتمال فروریزش

این ایده از طریق تعیین متغیرهای شاخص شدت (IM¹) پارامتر تقاضای مهندسی (EDP²)، شاخص تقاضا (DM³) و متغیر تصمیم‌گیری (DV⁴) که معمولاً شامل هزینه‌ها و خسارات مالی می‌شود، انجام می‌گیرد.

در این پژوهش، هدف ارزیابی عملکرد سازه با استفاده از تحلیل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای بر مبنای شاخص شدت، به عنوان جزئی از چشم‌انداز جامع و کلی پیشنهادی برای ارزیابی اهداف عملکردی یک سازه است. در آیین‌نامه‌های با معیار بارهای لرزه‌ای مانند ASCE 7 [1] و یا استاندارد (2800) [2] و طراحی لرزه‌ای برای ساختمان‌های فولادی مانند AISC [3] (و یا مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان ایران [4])، عمدتاً بر اهداف عملکردی مربوط به پیشگیری از فروریزش و ایمنی جانی متمرکز شده‌اند [5-7]. این اهداف عملکردی به مقادیر شتاب طیفی زلزله در مود اول سازه با میرایی 5% ($S_a(T_1, 5\%)$) مرتبط می‌شوند که به عنوان مبنای طراحی استفاده می‌شود.

بر اساس این اهداف از نظر مفهومی، ظرفیت انهدام⁵ به شدتی از ($S_a(T_1, 5\%)$) اشاره دارد که در آن سازه به وضعیت حد فروریزش نزدیک می‌شود و انتظار می‌رود برای سازه‌های با اهداف عملکردی یکسان در تمام مناطق ثابت باشد. ولی واقعیت آن است که ظرفیت انهدام ارزیابی عملکرد لرزه‌ای به شدت تحت تأثیر عدم قطعیت‌ها در حرکات زمین و پاسخ سازه است و طراحی‌های بر اساس این مقادیر S_a ، احتمال یکسانی را برای فروریزش سازه‌های واقع شده در مناطق مختلف فراهم نمی‌آورند. تنها راه در نظر گرفتن این عدم قطعیت‌ها مدل کردن دقیق آن‌ها با توجه به تئوری‌های آمار و احتمالات است.

در تحلیل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای بر مبنای پارامتر IM، برای سادگی در برخورد با مسئله عدم قطعیت‌ها، هر یک از عدم قطعیت‌های موجود در حرکت زمین و پاسخ سازه به صورت جداگانه مدل می‌شود و یا به عبارت دیگر، فرض

1 Intensity Measure (IM)

2 Engineering Demand Parameter (EDP)

3 Demand Measure (DM)

4 Decision Variables (DV)

5 Collapse capacity

6 Incremental nonlinear Dynamic Analysis (IDA)

7 Cumulative Distribution Function (CDF)

شکل ۱. الف. پلان تیب سازه مورد مطالعه ب. قاب‌های خمشی فولادی ویژه ده و بیست طبقه

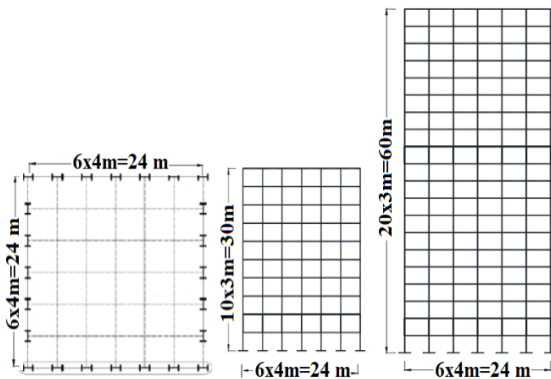


Fig. 1. (a) The typical plan of the buildings used in this study, and (b) Elevation of ten- and twenty-story Steel Special Moment Frames

مطابق مبحث دهم مقدار ضریب رفتار سازه $R_u=7.5$ جابه‌جایی نسبی مجاز طبقات (دریفت) در تحلیل‌های غیرخطی ۰/۰۲ و اثر $P-\Delta$ در نظر گرفته شده است. همچنین مطابق با آیین‌نامه‌های مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران [4] و [3] AISC-360-10-LRFD ضوابط ستون قوی و تیر ضعیف در طراحی مقاطع رعایت شده است. مدل‌سازی رفتار غیرخطی قاب فولادی، بر اساس مدل پلاستیسیته گسترده فایبر و با استفاده از نرم‌افزار Opensees [13] انجام شده است. همچنین، در مدل‌سازی این قاب‌ها اتصالات صلب فرض شده و رفتار آنها در مدل تحلیلی منظور نشده است. در این قاب‌ها با توجه به تنوع انواع مقاطع W14، از انواع مختلف این پروفیل‌ها برای ستون‌ها و از مقاطع W16 برای تیرها استفاده شده است.

علت انتخاب این نوع پروفیل‌ها ظرفیت بالای دوران پلاستیک این مقاطع و اطلاعات و تحقیقات مناسبی است که در رابطه با رفتار این نوع از پروفیل‌ها توسط لیگانوس و وینکر ارائه شده است. مطالعات وسیع این پژوهشگران [14] به وسیله یک پایگاه داده‌های فولادی و روی بیش از ۳۵۰ نمونه انجام شده است که نتایج آن به‌عنوان پاسخ تجربی سازه‌ها برای تأیید اعتبار و کالیبره نمودن مدل اصلاح شده (IMK⁴) استفاده شده است.

سازه‌های مورد مطالعه، تحت اثر زلزله سطح خطر ۲ (MCE¹) (سطح خطر ۲ مطابق دستورالعمل FEMA-356 [10] و یا دستورالعمل بهسازی ۳۶۰ [11]) برای شهر تهران که از نظر زلزله‌خیزی در منطقه بسیار بالا قرار دارد برآورد شده و در ادامه مقدار میانه ظرفیت فروریزش (\hat{S}_{CT}) محاسبه شده است و در نهایت ارزیابی فروریزش لرزه‌ای برای سازه‌های مورد مطالعه، مطابق دستورالعمل FEMA P-695 [12] انجام گرفته است. در این راستا، سازه‌های مورد مطالعه، دو قاب خمشی فولادی ویژه میان مرتبه و بلندمرتبه ده و بیست طبقه در نظر گرفته شده، سپس رفتار غیرخطی اعضای فولادی با استفاده از مدل جدید اصلاح‌شده ایبارا- کراوینکلر در نرم‌افزار (Opensees³) [13] مدل‌سازی شده است و با انتخاب شتاب‌نگاشت‌های مناسب حوزه‌های دور و نزدیک، تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی و ارزیابی احتمالاتی عملکرد سازه‌ها از دو طریق منحنی‌های آسیب‌پذیری فروریزش کلی و برآورد احتمال میانگین فرا گذشت سالانه فروریزش انجام شده است.

۲- طراحی و مدل‌سازی قاب‌های خمشی فولادی ویژه

برای انجام این پژوهش، دو قاب خمشی فولادی، یکی ده طبقه و دیگری بیست طبقه با شش دهانه مطابق شکل (۱) و شکل‌پذیری ویژه، در نظر گرفته شده است. محل احداث این قاب‌ها در شهر تهران (که لرزه‌خیزی خیلی بالا دارد)، فرض شده است. نوع خاک منطقه برحسب طبقه‌بندی نوع زمین مطابق استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) [2] نوع III فرض شده که مطابق نوع D از آیین‌نامه ASCE7-10 [1] است. برای طراحی قاب از آیین‌نامه‌های مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران [4] و [3] AISC-360-10-LRFD و بارگذاری بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [2] و آیین‌نامه ASCE7-10 [1] استفاده شده است.

1 Maximum Considered Earthquake (MCE)

2 the median collapse capacity

3 Open System for Earthquake Engineering Simulation

4 The Modified Ibarra-Medina-Krawinkler Deterioration Model

[12]. دسته رکوردهای موردنظر FEMA P-695 که در این پژوهش استفاده شده است، از پایگاه داده‌های (NGA¹) مرتبط با مرکز تحقیقات مهندسی زلزله پاسیفیک (PEER) قابل دسترسی است [12].

۴- ارزیابی ریسک فروریزش

در میان رخداد‌های زلزله، زلزله‌های شدید که موجب فروریزش سازه‌ها می‌شود از اهمیت بالایی برخوردار است. چگونگی رخداد فروریزش در سازه‌ها برخلاف مفهوم ساده آن، با توجه به شکل، سیستم باربر، درجه نامعینی و میزان شکل‌پذیری سازه، پدیده‌ای پیچیده و بحث‌برانگیز است. یکی از روش‌هایی که برای ارزیابی سطح فروریزش بسیار مورد توجه قرار گرفته است، تحلیل IDA است. این روش در سال ۲۰۰۲ توسط وموتسیکوز و کرنل ارائه شد [15] و هم‌اکنون به‌عنوان یک روش پیشنهادی در دستورالعمل FEMA P-695 [12] برای ارزیابی سطح فروریزش سازه‌ها وارد شده است. تحلیل IDA، یک روش تخمین پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها و روشی کارآمد برای درک رفتار سازه از محدوده الاستیک تا مرحله ناپایداری است. لیکن با توجه به اینکه انجام این نوع تحلیل غیرخطی مستلزم صرف هزینه و وقت بالایی است، به‌ناچار باید برای رسم منحنی IDA تحلیل را در تعداد محدود و بهینه‌ای از معیار شدت زلزله (IM) انجام داد. در این پژوهش، برحسب الگوی شناخته شده برای محاسبه فروریزش سازه‌ها و با استفاده از یک‌روند سیستماتیک که اولین بار توسط وموتسیکوز و کرنل [16] ارائه شده، رکوردها از یک ضریب مقیاس کوچک تا ضریب مقیاس متناظر با سطح فروریزش مقیاس می‌شوند. در این روش، تحت تأثیر شدت‌های مختلف رکوردهای حوزه دور و نزدیک، سازوکار فروریزش جانبی، سازوکار اصلی فروریزش است و تشخیص فروریزش در سازه، مبتنی بر وقوع ناپایداری دینامیکی و یا تجاوز جابه‌جایی‌های جانبی از حد مجاز است.

با انجام آنالیز مودال برای قاب‌های مورد مطالعه، زمان تناوب پنج مود اول به ترتیب ۰/۴۹، ۰/۵۳، ۰/۳۱، ۰/۲۱ و ۰/۱۵ ثانیه برای قاب ده طبقه و زمان تناوب ۲/۱۳، ۰/۷۳، ۰/۴۳، ۰/۳۰ و ۰/۲۲ ثانیه برای قاب بیست طبقه به دست آمده است.

۳- رکوردهای انتخابی نزدیک گسل

یکی از مهم‌ترین بخش‌هایی که تأثیر مستقیمی در نتایج حاصله و در معیار ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها در تحلیل‌های دینامیکی افزایشی دارد، انتخاب رکوردهای زمین‌لرزه است. در روش ارزیابی عملکرد FEMA P-695 [12] دو دسته رکورد مختلف برای انجام روند ارزیابی عملکرد سازه‌ها ارائه شده است که عبارت‌اند از: دسته رکورد حوزه دور و دسته رکورد حوزه نزدیک. در این پژوهش، رکوردهای حوزه دور شامل ۳۹ جفت رکورد افقی است که در ایستگاه‌هایی با فاصله بیش از ده کیلومتر از محل گسیختگی گسل ثبت شده‌اند و دسته رکوردهای حوزه نزدیک نیز شامل ۲۸ جفت رکورد افقی می‌باشند که در ایستگاه‌هایی با فاصله کمتر از ده کیلومتر از محل پارگی گسل ثبت شدند و همه آنها در تاریخچه سرعت خود دارای پالس مربوط به ویژگی‌های حوزه نزدیک را دارد [12]. تعداد نسبتاً زیاد رکوردهای انتخابی که تمام آن‌ها در پایگاه داده مرکز تحقیقات مهندسی زلزله پاسیفیک (PEER¹) ثبت شده‌اند، برای این بوده است که برای تعیین عدم قطعیت رکورد به رکورد (β_{RTR})، رکورد به میزان کافی وجود داشته باشد. در صورت انتخاب تعداد مناسب رکورد، مطابق دستورالعمل FEMA P-695 [12] نیازی به محاسبه مستقیم پارامتر عدم قطعیت رکورد به رکورد وجود ندارد؛ زیرا با انجام مطالعات آماری روی دسته رکوردهای انتخابی مشخص شده است استفاده از مقدار $\beta_{RTR} = 0.4$ برای ارزیابی عملکرد سیستم‌های سازه‌ای مختلف مناسب است. شایان‌ذکر است که اگر مجموعه رکوردهای انتخابی، بتواند تمامی عوامل پراکندگی را پوشش دهد، می‌توان انتظار برآورد دقیق‌تری از رفتار سازه داشت

۱-۴- مهندسی زلزله بر اساس عملکرد

مهندسی زلزله بر اساس عملکرد، شامل این مفهوم است که طراحی‌ها باید قادر به ارضای اهداف (سطح عملکردی گوناگون)، تحت اثر طیفی از زمین‌لرزه‌های طراحی با شدت‌های ضعیف تا قوی باشد. سطح عملکرد به عنوان یک سطح قابل قبولی از شکست تعریف شده است و محدود شدن پاسخ سازه‌ای به سطح عملکرد موردنظر برای خطر لرزه‌ای مشخص، به عنوان یک هدف عملکردی نام‌گذاری شده است.

۴-۱-۱- سطوح خطر

در مطالعه حاضر، با توجه به اینکه شتاب طیفی S_a به عنوان پارامتر حرکت زمین انتخاب شده است و چون S_a به طیف پاسخ زمین‌لرزه وابسته است، پس برای تعیین شتاب طیفی از سطوح خطر: زلزله بهره‌برداری آنی «زلزله سرویس (SE^۱)»، زلزله سطح خطر ۱ «زلزله طرح (DE^۲)» و زلزله سطح خطر ۲ به عنوان «زلزله بیشینه مورد انتظار (MCE^۳)» استفاده شده است. برای تعیین شتاب طیفی زلزله طرح مطابق استاندارد ۲۸۰۰ مقدار S_a برای زلزله با سطح خطر ۱ برای قاب ده و بیست طبقه در این پژوهش، به ترتیب برابر $0.6g$ و $0.37g$ تعیین شده است و برای تعیین مقدار S_a برای زلزله‌های سطح خطر ۲ مطابق دستورالعمل FEMA-450 [17]، طیف بازتاب متناظر با بیشینه زلزله محتمل طیفی است که مقادیر شتاب آن ۱.۵ برابر مقادیر شتاب طیف بازتاب طراحی ارائه شده در آیین‌نامه باشد و بنابراین با یک و نیم برابر نمودن مقادیر زلزله سطح ۱، شتاب طیفی بیشینه زلزله محتمل به ترتیب $0.9g$ برای قاب ده طبقه و $0.55g$ برای قاب بیست طبقه در نظر گرفته شده است.

برای محاسبه S_a متناظر با زلزله بهره‌برداری آنی نیز بر اساس دستورالعمل FEMA-356 [10] از رابطه ۱ استفاده شده است:

$$(S_a)_{PR} = (S_a)_{475} (PR/475)^{0.59} \quad (1)$$

در رابطه فوق (PR^4) دوره بازگشت زلزله بوده و برای زلزله سطح بهره‌برداری آنی ۷۵ سال است. پس مقدار S_a متناظر با زلزله سطح بهره‌برداری آنی با استفاده از رابطه ۱ برای قاب ده و بیست طبقه برابر $0.2g$ و $0.12g$ خواهد شد.

۴-۱-۲- حالات خرابی و معیار وقوع فروریزش در سازه‌ها

حالات خرابی را می‌توان از دیدگاه‌های مختلف دسته‌بندی کرد. این حالات به زیرمجموعه‌های محلی، سطح میانی و یا کلی دسته‌بندی می‌شوند که برای هرکدام شاخص‌هایی را می‌توان تعیین نمود. برای حالات خرابی محلی از شاخص‌های غیر تجمعی بر مبنای تغییر شکل، شاخص‌های تجمعی بر اساس انرژی و یا شاخص‌های ترکیبی از این دو استفاده می‌شود. از میان شاخص‌های معرفی شده، جابه‌جایی نسبی طبقات یا نسبت دریافت بین طبقه‌های بیشینه، نمونه‌ای از شاخص‌های غیرتجمعی است که در مطالعات بسیاری از پژوهشگران مورد استفاده قرار گرفته است و به دلیل معنی فیزیکی آن که می‌تواند ارتباط بهتری با میزان خرابی سازه‌ها برقرار نماید [18] در این پژوهش نیز به عنوان شاخص خرابی انتخاب شده است.

در مطالعه حاضر از سه حالت حدی برای تعیین سطح عملکرد سازه استفاده شده است. دو حالت حدی اول اقتباس از حالات پیشنهاد شده توسط دستورالعمل FEMA-351 [9] است. این دستورالعمل، دو سطح عملکردی اصلی از سطح آسیب سازه‌ای جزئی تا قبل از فروریزش سازه را تعریف می‌کند که به ترتیب شامل خدمت‌رسانی بی‌وقفه (IO^0) و جلوگیری از فروریزش (CP^1) است. طبق این دستورالعمل برای قاب‌های خمشی فولادی، سطح IO متناظر با بیشینه جابه‌جایی نسبی دو درصد و سطح CP متناظر با جابه‌جایی است که در آن، شیب منحنی IDA به بیست درصد شیب اولیه (شیب الاستیک) و یا بیشینه جابه‌جایی نسبی ده درصد برسد (هرکدام که زودتر رخ دهد). مرحله سوم از حالات حدی، فروریزش جانبی است و مربوط به ناپایداری

4 Period Return Earthquake (PR)

5 Immediate Occupancy Performance Level (IO)

6 Collapse Prevention Performance Level (CP)

1 Service level Earthquake (SE)

2 Design level Earthquake (DE)

3 Maximum Considered Earthquake (MCE)

$$P(EDP_d > EDP_i | IM) = \Phi\left(\frac{1}{\beta_i} \ln\left(\frac{Sa}{Sa_i}\right)\right) \quad (2)$$

در این رابطه $P(EDP_d > EDP_i | IM)$ احتمال فراگذشت پارامتر نیاز مهندسی (EDP_d) ، از مقدار ظرفیت حالت حدی (EDP_i) مشروط بر شاخص شدت IM می‌باشد. در دستورالعمل FEMA P-695 [12] $S_d(T_i, 5\%)$ (که شتاب طیفی زلزله در پیوند مود اول سازه با میرایی ۵٪ می‌باشد)، به‌عنوان شاخص IM انتخاب شده است. در این رابطه همچنین، مقدار میانگین و β_i انحراف معیار تابع نرمال لگاریتمی آن برای حالت حدی i ام است. این رابطه برای سه حالت حدی (GI, CP, IO) و برای مقادیر مختلف بزرگای زمین‌لرزه برآورد شده که نتایج آن به‌صورت منحنی شکنندگی نمایش داده می‌شود.

$$2-2-4 \text{ معرفى نسبت حاشیه فروپاشی } (CMR^4)$$

نسبت حاشیه فروپاشی با توجه به رابطه ۳ قابل محاسبه است.

$$CMR = \hat{S}_{CT} / S_{MT} \quad (3)$$

در این رابطه، مقدار \hat{S}_{CT} از منحنی شکنندگی سازه مشخص می‌شود و S_{MT} شتاب طیفی در مود اول سازه برای زلزله سطح MCE است و در این پژوهش مطابق آنچه در قسمت ۴-۱-۱ معرفی شده، انتخاب شده است. ظرفیت فروریزش و محاسبه نسبت حاشیه فروپاشی، به مقدار محتوای فرکانسی و شکل طیفی مجموعه رکوردهای زلزله مورد استفاده بسیار وابسته است. به منظور لحاظ نمودن آثار مربوط به شکل طیفی و محتوای فرکانسی مجموعه رکوردهای زلزله، پارامتر نسبت حاشیه فروپاشی سازگار $(ACMR^5)$ مطابق رابطه ۴ محاسبه می‌شود:

$$ACMR = CMR * SSF \quad (4)$$

در این رابطه، (SSF^6) ضریب شکل طیفی بوده که مقدار این ضریب وابسته به پیوند مود اول سازه (T_1) و شکل‌پذیری سازه (μ_T) است و با توجه به جدول (۳-۸) از دستورالعمل FEMA P-695 [12] برابر $SSF=1.61$ تعیین شده است.

دینامیکی (GI^1) می‌شود که در سازه رخ می‌دهد و آن زمانی اتفاق می‌افتد که منحنی IDA به یک خط افقی متمایل شده و هرگونه افزایشی در مقدار IM عملاً باعث پاسخ نامحدود سازه (DM) می‌شود [19].

۲-۴ شکنندگی لرزه‌ای

با استفاده از خروجی روند IDA، می‌توان تابع شکنندگی فروریزش^۲ را ترسیم نمود. این تابع یک توزیع تجمعی احتمالاتی است که احتمال فروریزش سازه را به‌عنوان تابعی از شدت زمین‌لرزه نمایش می‌دهد. مقدار میانه ظرفیت فروریزش (\hat{S}_{CT}) ، بیانگر شدت زمین‌لرزه‌ای است که سبب فروریزش سازه در نیمی از دسته زمین‌لرزه‌ها می‌شود. عدم قطعیت در شکنندگی فروریزش در یک مدل سازه‌ای، نشان‌دهنده تغییرپذیری و عدم قطعیت رکورد به رکورد است. انحراف معیار لگاریتم طبیعی (β_{RTR}) نمایانگر شیب توزیع نرمال لگاریتمی برازش شده است که در واقع منعکس‌کننده پراکندگی حاصل از عدم قطعیت رکوردهای زلزله مورد استفاده است.

۴-۲-۱ توزیع احتمالاتی پارامتر نیاز مهندسی (EDP^3)

تلاش‌هایی برای تعیین نوع توزیع احتمالاتی پاسخ غیر الاستیک سازه‌ها توسط پژوهشگران مختلف از جمله جلاپیر، بیکر و همکاران انجام شده است [20, 21]. از بین توابع توزیع مختلف، مشاهده شده است که تابع توزیع احتمالاتی نرمال لگاریتمی، توزیع مناسب‌تری برای تخمین نیازهای مقاومت غیر الاستیک سیستم‌های سازه‌ای است. در این پژوهش نیز از همین تابع توزیع برای تعیین EDP استفاده شده است. به‌منظور ارزیابی احتمال آسیب در هر شدت از زلزله، میزان پارامترهای توزیع احتمالاتی در هر شدت از زلزله، بر اساس برازش توزیع نرمال لگاریتمی داده‌ها به دست آمده و سپس احتمال افزایش شاخص از مقادیر مختلف با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید:

4 Collapse Margin Ratio (CMR)

5 Adjusted Collapse Margin Ratio (ACMR)

6 Spectral Shape Factor (SSF)

1 Global Instability (GI)

2 Collapse Fragility Function

3 Engineering Demand Parameter (EDP)

۳-۲-۴- تعیین عدم قطعیت کلی سازه

دستورالعمل FEMA-P695 [12] عدم قطعیت کلی فروریزش سازه را وابسته به عدم قطعیت رکوردهای انتخابی، طراحی، اطلاعات آزمایشگاهی و مدل‌سازی می‌داند که چگونگی انتخاب هر کدام از این پارامترها در دستورالعمل فوق توضیح داده شده است [11]. مطابق با این دستورالعمل، عدم قطعیت کلی سازه از رابطه ۵ قابل محاسبه است:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (5)$$

که در آن β_{RTR} ، β_{DR} ، β_{TD} و β_{MDL} به ترتیب معرف عدم قطعیت رکوردهای انتخابی، طراحی، اطلاعات آزمایشگاهی، مدل‌سازی و عدم قطعیت کلی سازه هستند. مقادیر β_{MDL} ، β_{DR} ، β_{TD} به ترتیب با توجه به جداول (3-1)، (3-2) و (3-5) از دستورالعمل FEMA-P695 برابر 0.35 ، 0.35 و 0.5 تعیین می‌شود. مقدار عدم قطعیت مربوط به مجموعه رکوردهای زلزله نیز با توجه به دستورالعمل FEMA-P695 برابر $\beta_{RTR} = 0.4$ انتخاب شده است، بنابراین با توجه به رابطه ۵ مقدار عدم قطعیت کلی سازه $\beta_{TOT} = 0.8$ خواهد شد.

در ادامه و در بخش ۵، احتمال فروریزش قاب‌های خمشی فولادی ویژه مورد مطالعه، محاسبه شده است.

۵- مطالعات عددی

برای بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی، سازه‌های این پژوهش تحت اثر رکوردهای حوزه دور و نزدیک قرار می‌گیرند. برای انعکاس عدم قطعیت ذاتی موجود در پدیده زمین‌لرزه، بیش از ۲۰۰۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی روی ۶۷ مؤلفه رکورد ثبت شده در NGA روی قاب‌های مورد مطالعه به عمل آمده است تا بتواند با توجه به IM مطلوب، تمام بازه‌ها از الاستیک خطی تا مرحله غیرخطی و فروریزش کل سازه را در برگیرد. قاب‌های مورد مطالعه تحت اثر تمام رکوردهای زلزله از یک ضریب مقیاس کوچک (0.05g) تا ضریب مقیاس متناظر با سطح فروریزش با استفاده از روش IDA تحلیل شده‌اند. پس از اجرای IDA، نتایج حاصل از قاب‌های خمشی فولادی ویژه ده و بیست طبقه و تحت اثر

رکوردهای حوزه دور و نزدیک به ترتیب با عنوان 10S-F، 10S-N، 20S-F و 20S-N مشخص شده است. خروجی حاصل از تحلیل، در قالب شتاب طیفی مود اول سازه در برابر نسبت دریافت بین طبقه‌ای بیشینه تحت مؤلفه‌های رکوردهای حوزه دور و نزدیک به همراه میانه ۵۰٪ آن‌ها در شکل (۲) نشان داده شده است. از بررسی شکل ۲ نتیجه می‌شود که:

- هر چه سازه‌ها بیشتر وارد مرحله غیرخطی می‌شوند (در مقادیر تقاضای بالاتر) مقدار پراکندگی نتایج در استفاده از شتاب‌نگاشت‌های متفاوت بیشتر شده و سازه بیشتر تحت تأثیر مشخصات رکورد ورودی قرار می‌گیرد.

- با افزایش ارتفاع و پیوند سازه‌ها، مقدار تقاضای متناظر با ناپایداری کلی (شروع خط صاف در منحنی‌های IDA) کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر هر چه تعداد طبقات در سازه‌ها بیشتر می‌شود ظرفیت پایداری کلی برحسب پارامتر تقاضا کاهش می‌یابد.

- با افزایش تعداد طبقات و ارتفاع سازه، از مقدار شدت شتاب طیفی $[S_a(T_1, 5\%)g]$ در سطوح عملکردی IO و CP کاسته شده است که با توجه به افزایش اثر ثانویه $P-\Delta$ در سازه‌های بلند این مطلب قابل انتظار است.

- مقدار شدت شتاب طیفی در میانه رکوردهای حوزه نزدیک مقادیر کمتری را نشان می‌دهد و این موضوع ناشی از آثار رکوردهای نزدیک است. این کاهش در سازه ده طبقه بیشتر از سازه بیست طبقه است، این موضوع بیانگر آن است که تأثیر رکوردهای حوزه نزدیک بر سازه‌های میان مرتبه بیشتر از سازه‌های بلند است.

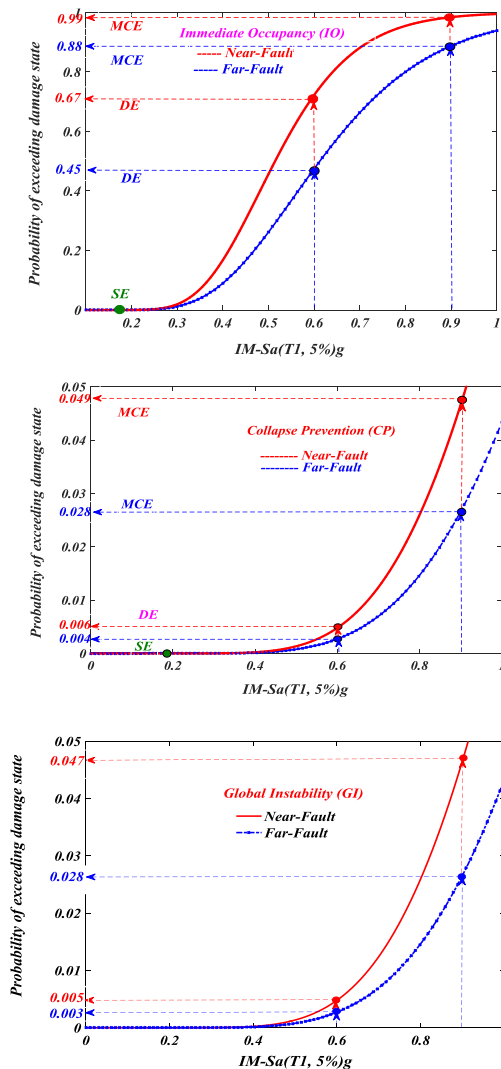
- در سازه‌های مورد مطالعه، حد تعریف شده ۰/۱ در بیشینه نسبت تغییر مکان نسبی میان طبقه‌ای ($MIDR^1$) در ظرفیت آستانه فروریزش (سطح عملکرد CP) تعیین‌کننده بوده و در هیچ‌یک از دو سازه تحت مطالعه، میانه منحنی‌های IDA در تقاضای MIDR به یک پنجم شیب الاستیک نرسیده است پس ظرفیت به دست آمده برای سازه‌ها بر اساس بیشینه نسبت تغییر مکان نسبی میان طبقه‌ای ۰/۱ است.

1 Maximum Interstory Drift Ratio (MIDR)

شکل (۳) احتمال فراگذشت سازه‌های مورد مطالعه از سطوح عملکرد مد نظر برای قاب‌های ده و بیست طبقه را تحت اثر رکوردهای حوزه دور و نزدیک در سه سطح عملکرد (IO، CP و GI) نشان می‌دهد. در این شکل برای بهتر نشان دادن احتمال فراگذشت سازه‌ها از سطوح عملکردی، بازه تغییرات شتاب طیفی (محور افقی) و احتمال فراگذشت سازه‌ها (محور عمودی) به صورت متفاوت برای سازه‌های ده و بیست طبقه انتخاب شده است.

مقادیر احتمال متناظر با عبور از سطوح عملکردی به دست آمده برای قاب‌های مورد مطالعه، می‌تواند معیاری برای مقایسه عملکرد سازه‌های گوناگون باشند و یا در برآورد کفایت آیین‌نامه‌های مورداستفاده در طراحی قاب‌ها مورد استفاده قرار گیرند.

شکل ۳. عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی ویژه ده و بیست طبقه



(a). 10- story special steel moment frames

شکل ۲. خروجی حاصل از تحلیل IDA برای قاب‌های خمشی فولادی ده و بیست طبقه تحت اثر رکوردهای حوزه دور و نزدیک

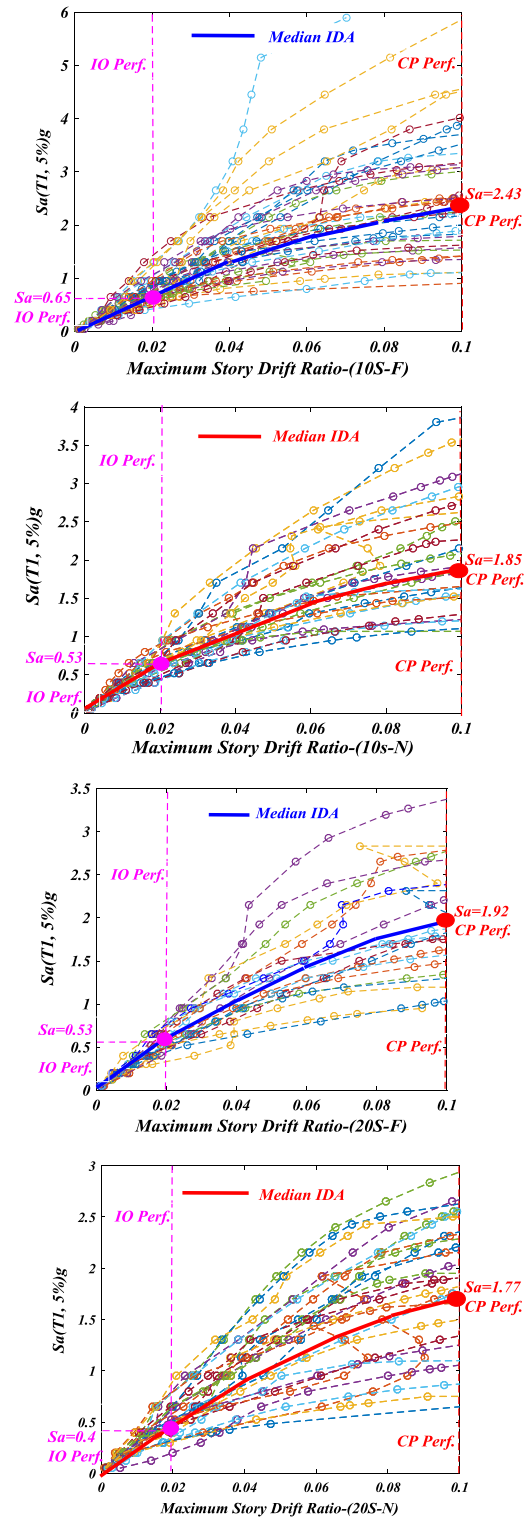


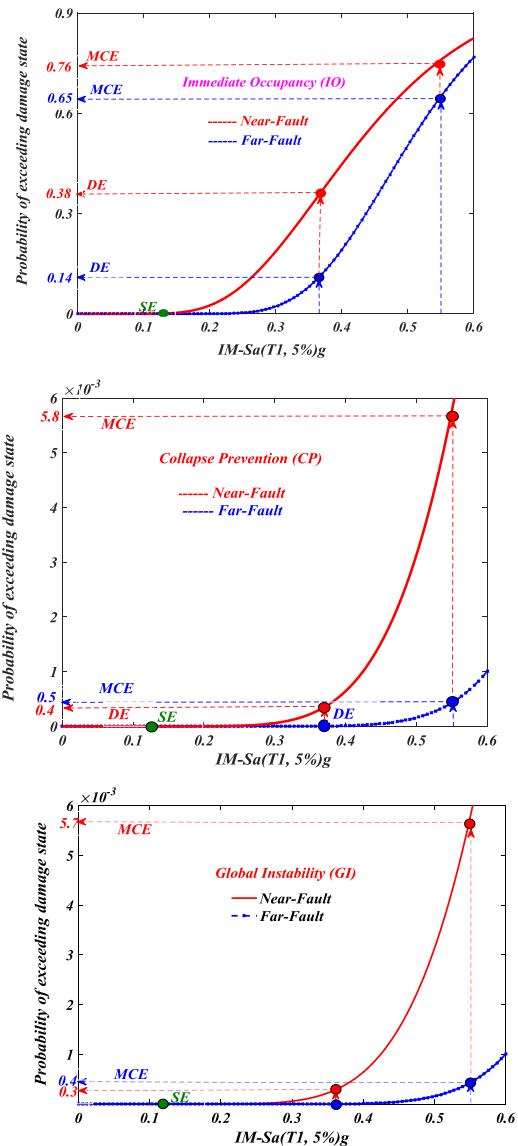
Fig. 2. IDA curve for the ten- and twenty-story special steel moment frames under near- and far-fault ground motions

در ادامه، پس از انجام تحلیل IDA تحت رکوردهای مختلف زلزله‌های مورد نظر، می‌توان نمودار توزیع تجمعی احتمال (CDF) یا همان منحنی شکنندگی لرزه‌ای را ترسیم نمود.

- شیب منحنی شکنندگی تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک، از حالت آسیب جزئی به حالت فروریزش به طور قابل توجهی کاهش می یابد و برای S_a کمتر سرعت احتمال رسیدن و یا فرا گذشت از یک حالت آسیب، بیشتر از مقادیر بالای S_a می باشد و این بدین مفهوم است که کارایی و بهره وری سازه در حالت قبل از فروریزش بالاتر از دیگر حدود آسیب است.

- پاسخ لرزه ای سازه ها بیشتر در برابر رکوردهای حوزه نزدیک بحرانی تر است. در این پژوهش هم مشاهده می شود احتمال فرا گذشت قاب های مورد مطالعه از سطوح مختلف آسیب پذیری تحت کلیه سطوح خطر زلزله، در رکوردهای حوزه نزدیک بیشتر از حوزه دور است (جدول ۱). افزایش نیازهای لرزه ای در سازه های تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک را می توان ناشی از وجود پالس های سرعت در رکوردهای حوزه نزدیک گسل که ناشی از آثار جهت پذیری پیش رونده می باشد، دانست. وجود این پالس ها باعث می شود تا قسمت بزرگی از انرژی زلزله در یک یا دو پالس به طور ناگهانی به سازه وارد شود و بنابراین بیشترین اثر را در نیاز تغییر شکل پاسخ سازه ها داشته باشد (شکل ۳).

- احتمال فرا گذشت از محدودیت های مشخص (فرا تر رفتن از سطوح IO, CP و GI) در قاب با ارتفاع بلندتر (قاب ۲۰ طبقه)، کمتر از قاب کوتاه تر (قاب ده طبقه) است. منحنی های تولید شده در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه نشان می دهد که قاب ده طبقه در زلزله ای با سطح خطر ۲ (MCE) با احتمال ۹۹٪ از این سطح عملکرد می گذرد، در حالی که احتمال فرا گذشت از این سطح عملکرد برای قاب بیست طبقه ۷۶٪ است و این بدین معنی است که احتمال شکست مربوط به قاب بلندتر کمتر از قاب کوتاه تر است. این موضوع ناشی از غالب بودن اثر منحنی های خطر لرزه ای بر منحنی های شکنندگی بوده است؛ زیرا در منحنی های خطر لرزه ای با افزایش ارتفاع و در نتیجه افزایش زمان تناوب طبیعی سازه، فرکانس سالیانه وقوع شدت های لرزه ای کاهش زیادی می یابد (مقادیر S_a در سطوح خطر متفاوت برای دو قاب ده و بیست



(b). 20-story special steel moment frames
Fig. 3. Seismic performance of the ten- and twenty-story SMRF

نتایج حاصل از شکل (۳) در جدول (۱) نشان داده شده است. برای مطابقت نتایج حاصل از شکل (۳) و جدول (۱) ابتدا باید مطابق بند ۴-۱-۱ بر اساس سطوح خطر شتاب طیفی پاسخ سازه S_a مربوطه تعیین و سپس با استفاده از شکل (۳) و منحنی مربوط به سطح عملکرد مورد نظر، احتمال فراگذشت سازه را از محور قائم شکل (۳) استخراج نمود. نتایج این فرآیند در جدول (۱) ارائه شده است. از مقایسه نتایج جدول (۱) با منحنی های شکست شکل (۳) می توان به نتایج زیر دست یافت:

شکست هر دو قاب ده و بیست طبقه به عنوان محور افقی به کار رود.

طبقه مقایسه شود) و این موضوع سبب می‌شود تا تقاضای لرزه‌ای (DM) در سازه بلندتر کاهش یابد.

شکل ۴. منحنی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی ویژه ده و

جدول ۱. ارزیابی احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی

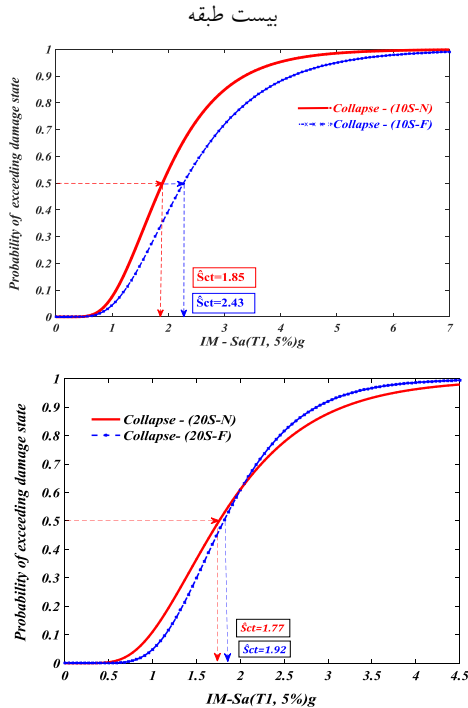


Fig. 4. Damage Fragility curves for the ten- and twenty-story SMRF under near- and far-fault ground motions

شکل ۵. مقایسه منحنی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی ویژه ده و بیست طبقه در حوزه‌های دور و نزدیک

۱-۵- ارزیابی فروریزش سازه

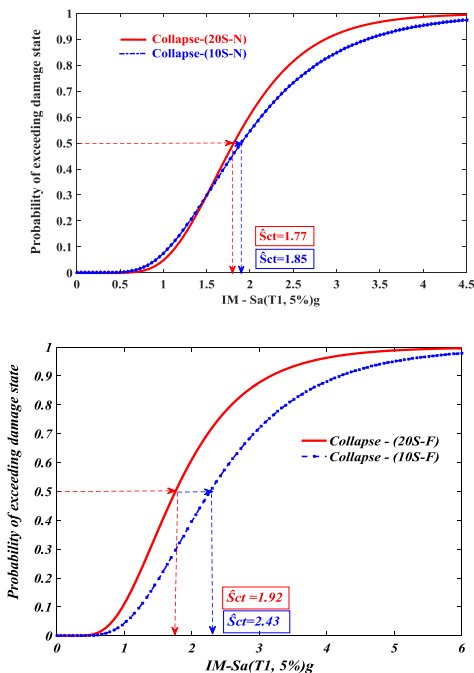


Fig. 5. Comparison of the fragility curves for the ten- and twenty-story SMRF under near- and far-fault ground motions

به منظور ارزیابی فروریزش سازه در هر یک از حالات تحلیل انجام‌شده در قسمت‌های پیشین، ابتدا باید پارامتر نسبت حاشیه فروپاشی سازگار با توجه به ضریب شکل طیفی و همچنین پارامتر نسبت حاشیه فروپاشی محاسبه شود.

همان‌گونه که در شکل (۴) مشاهده می‌شود با برآزش میانه ۵۰٪ بر روی منحنی شکنندگی کاهش مقدار میانه ظرفیت فروریزش قاب‌های مورد مطالعه تحت رکوردهای حوزه نزدیک در قاب ده طبقه بیشتر است. شکل (۵) این نتایج را در قاب‌های ده و بیست طبقه و تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک با هم مقایسه می‌نماید. در این شکل، اگرچه محور افقی مربوط به شتاب طیفی سازه‌ها در مود اول است و طبیعتاً مقادیر این شتاب برای دو سازه ده و بیست طبقه متفاوت است، اما اگر S_a به عنوان یک کمیت فیزیکی در نظر گرفته شود، آنگاه این کمیت در یک محدوده‌ای از مقادیر شتاب طیفی تغییر خواهد کرد پس می‌تواند برای منحنی‌های

استفاده از یک معیار Pass/Fail برای ارزیابی عملکرد سازه‌ها، معیار کاملی نیست چراکه در این حالت مشخص نمی‌شود سازه‌هایی که اهداف عملکردی را ارضا نموده‌اند با چه فاصله‌ای از مرزهای مجاز عملکردی قرار گرفته‌اند. در واقع در این حالت از لحاظ عملکردی هیچ‌گونه تفاوتی بین سازه‌ای که با فاصله‌ای بسیار کم از مرزهای مجاز عملکردی، قبول شده است با سازه‌ای که با فاصله بسیار زیاد از مرزهای مجاز قبول گشته، وجود ندارد. پس در راستای بررسی بهتر وضعیت عملکردی مدل‌های نمونه‌ای باید کمیتی تعریف نمود که بتواند ضریب ایمنی سازه‌ها را در ارضای اهداف عملکردی نشان بدهد. بدین ترتیب کمیتی تحت عنوان ضریب ایمنی با استفاده از رابطه ۶ تعریف می‌شود:

$$(S.F.)_i \% = \frac{ACMR_i}{ACMR_{allowable}} * 100 \quad (6)$$

که در آن $(S.F.)_i$ ضریب ایمنی مدل نمونه‌ای شاخص i در راستای ارضای اهداف عملکردی روش FEMA P-695 [12]، مقدار نسبت محدود فروریزش اصلاح شده برای مدل نمونه‌ای شاخص i و $(ACMR)_{allowable}$ ، مقدار نسبت محدود فروریزش مجاز برای مدل نمونه‌ای مورد بررسی است. نتایج حاصل از محاسبه ضریب اطمینان در جدول (۲) آورده شده است.

جدول ۲. محاسبه ضریب اطمینان و ارزیابی فروریزش قاب‌های خمشی

فولادی ویژه ده و بیست طبقه تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک و دور

Frames	10S-F	10S-N	20S-F	20S-N
\hat{S}_{CT}	2.43	1.85	1.92	1.77
S_{MT}	0.9	0.9	0.55	0.55
CMR	2.7	2.06	2.13	1.96
SSF	1.61	1.61	1.61	1.61
ACMR	4.35	3.31	3.43	3.16
β_{TOT}	0.8	0.8	0.8	0.8
ACMR _(10%)	2.8	2.8	2.8	2.8
Pass / Fail	Pass	Pass	Pass	Pass
S.F.	1.55	1.18	1.23	1.13

Table 2. Calculation of the Safety Factor and evaluation of the ten- and twenty-story special steel moment frames collapse under near- and far-fault ground motions

همان‌طور که در جدول (۲) مشاهده می‌شود با افزایش ارتفاع و پیوند سازه‌ها مقدار شاخص شدت شتاب طیفی قابل تحمل سازه‌ها و در نتیجه ضریب اطمینان فروریزش سازه‌ها کاهش می‌یابد که با توجه به افزایش وزن کلی سازه‌ها و تشدید آثار

همان‌گونه که در این شکل مشاهده می‌شود با افزایش تعداد طبقات در سازه‌های بلند، اثر زلزله‌های حوزه دور بر پاسخ لرزه‌ای سازه افزایش می‌یابد، به شکلی که تفاوت معناداری بین تقاضای شکل‌پذیری سازه تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک و دور مشاهده نمی‌شود. این موضوع اثبات می‌کند نرخ افزایش تقاضای لرزه‌ای در سازه‌های بلند با افزایش تعداد طبقات، در حوزه دور بیشتر از حوزه نزدیک است.

سپس لازم است تا مقادیر مربوط به ACMR با توجه به عدم قطعیت کلی فروریزش سازه، با مقادیر مجاز ارائه‌شده در دستورالعمل FEMA P-695 [12] مقایسه شود. در جدول (۲) پارامتر \hat{S}_{CT} بیانگر شتابی است که احتمال گسیختگی سازه در آن ۵۰ درصد است و با توجه به منحنی شکنندگی لرزه‌ای مقدار آن تعیین شده است. S_{MT} شتاب طیفی در مود اول سازه برای زلزله سطح MCE است. ضریب شکل طیفی (SSF) با توجه به مطالب ارائه‌شده در بخش (۴-۲-۲) تعیین می‌شود. ارزیابی فروریزش سازه در این پژوهش با توجه به روش ارائه‌شده در دستورالعمل FEMA P-695 [12] انجام گرفته است. با توجه به این دستورالعمل، برای اینکه یک سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی ویژه قابل قبول تلقی شود، باید احتمال فروریزش سازه به ۱۰٪ محدود شود. برای این در صد احتمال فروریزش، مقدار نسبت محدود فروریزش مجاز $ACMR_{(10\%)}$ [12] مطابق جدول (3-7) از دستورالعمل FEMA P-695 برابر ۲/۸ است (جدول ۲). با انجام محاسبات فوق، مشاهده می‌شود که احتمال فراگذشت فروریزش سازه‌ها، برای سازه‌های با قاب خمشی فولادی که دارای شکل‌پذیری ویژه هستند و تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک قرار گرفته‌اند، قابل قبول تلقی می‌شود.

۲-۵- مقایسه ارزیابی عملکرد سیستم قاب خمشی ویژه تحت

تأثیر رکوردهای حوزه دور و نزدیک

در بخش قبل مشخص شد که کدامیک از سازه‌ها اهداف عملکردی را ارضا می‌نمایند؛ ولی هیچ بررسی‌ای در خصوص روند تغییرات عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها با تغییرات پارامترهایی مانند ارتفاع سازه‌ها و پیوند مود اول ارتعاش آن‌ها و همچنین تأثیر نوع رکوردهای وارد به سازه نشده است. علاوه بر این

۴- مقایسه بین منحنی‌های شکنندگی نشان می‌دهد که احتمال فرا گذشت از حدود معین شده (فرا تر رفتن از سطوح IO، CP و GI) در قاب بیست طبقه (ساختمان با ارتفاع بیشتر)، کمتر است این موضوع ناشی از کاهش بسامد سالیانه و وقوع شدت‌های لرزه‌ای با افزایش ارتفاع سازه (و در نتیجه افزایش زمان تناوب سازه) است که باعث می‌شود احتمال شکست در سازه‌های بلند مرتبه، کمتر از سازه‌های میان مرتبه به دست آید.

۵- با وجود نتیجه به دست آمده از منحنی‌های شکنندگی دربند فوق، شکل (۵) و جدول (۱) نشان می‌دهد احتمال فروریزش در قاب بیست طبقه (قاب با ارتفاع بلندتر)، بیشتر از قاب ده طبقه (قاب کوتاه‌تر) است. این موضوع را نیز می‌توان ناشی از افزایش وزن کلی سازه‌ها و تشدید آثار ثانویه $P-\Delta$ در سازه‌های بلندتر دانست.

۶- با افزایش ارتفاع و پیرو سازه و مقایسه منحنی‌های میانه دینامیکی فزاینده، مقدار میانه ظرفیت فروریزش سازه‌ها کاهش می‌یابد.

۷- با افزایش تعداد طبقات در سازه‌های بلند، اثر زلزله‌های حوزه دور بر پاسخ لرزه‌ای سازه افزایش می‌یابد، به نحوی که تفاوت معناداری بین تقاضای شکل‌پذیری سازه تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک و دور مشاهده نمی‌شود. این موضوع اثبات می‌کند نرخ افزایش تقاضای لرزه‌ای در سازه‌های بلند با افزایش تعداد طبقات، در حوزه دور بیشتر از حوزه نزدیک است.

۸- با افزایش تعداد طبقه و همچنین کاهش فاصله سازه‌ها از حوزه دور به حوزه نزدیک، سطح اعتماد آستانه فروریزش سازه‌ها کاهش می‌یابد. این موضوع بیانگر آن است که آیین‌نامه‌های موجود برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، هنوز امکان ایجاد ایمنی یکسان را در تمام سازه‌های با یک نوع سیستم سازه‌ای فراهم نمی‌نمایند.

References

- 1-Engineers A. S. O. C. 2010 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures: ASCE 7-10.
- 2-Building and Housing Research Center 2014 Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of

۷- مراجع

ثانویه $P-\Delta$ قابل انتظار است، ولی درعین حال همان‌گونه که در بخش قبل و در ارتباط با نتایج مندرج در جدول (۱) مشاهده شد با وجود اینکه احتمال فروریزش در قاب بیست طبقه (قاب با ارتفاع بلندتر)، بیشتر از قاب ده طبقه (قاب کوتاه‌تر) است، ولی احتمال فرا گذشت از محدودیت‌های مشخص (فرا تر رفتن از سطوح IO، CP و GI) در قاب با ارتفاع بلندتر (قاب ۲۰ طبقه)، کمتر از قاب کوتاه‌تر (قاب ده طبقه) است.

۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش آسیب‌پذیری سازه‌های فولادی با قاب خمشی ویژه تحت اثر رکوردهای حوزه دور و نزدیک گسل مورد بررسی قرار گرفته است. هدف اصلی این پژوهش بررسی برآورده نمودن شرایط عملکردی سازه‌ها بر اساس دستورالعمل‌های FEMA P-695 و FEMA-356 [10] و FEMA P-695 [12] در قاب‌های خمشی فولادی ویژه‌ای است که بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی و با در نظر گرفتن ضوابط لرزه‌ای طراحی شده‌اند.

با بررسی‌های این پژوهش، نتایج زیر حاصل شده‌اند:

- ۱- به‌طور کلی عملکرد احتمالی قاب‌های خمشی ویژه مورد مطالعه تحت اثر رکوردهای حوزه دور و نزدیک در سطوح عملکردی IO، CP و GI قابل قبول بوده و بنابراین هدف آیین‌نامه‌های بارگذاری و طراحی لرزه‌ای تأمین شده است.
- ۲- با مشاهده نتایج حاصل از منحنی‌های شکست مشخص می‌شود که احتمال آسیب در قاب‌های مورد مطالعه در سطح زلزله بهره‌برداری آنی (SE) وجود ندارد.
- ۳- شیب منحنی شکنندگی تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک، از حالت آسیب جزئی به حالت فروریزش به‌طور قابل توجهی کاهش می‌یابد و برای S_a کمتر سرعت احتمال رسیدن و یا فرا گذشت از یک حالت آسیب، بیشتر از مقادیر بالای S_a است و این بدین مفهوم است که کارایی و بهره‌وری سازه در حالت قبل از فروریزش بالاتر از دیگر حدود خسارات است. این موضوع را می‌توان ناشی از شکل‌پذیری در مرحله فروریزش سازه تفسیر نمود که سازه در این مرحله رفتار انعطاف‌پذیرتری از خود نشان می‌دهد.

- 14-Lignos D., Krawinkler H., & Whittaker A. 2011 Prediction and validation of sidesway collapse of two scale models of a 4- story steel moment frame: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **40**(7), 807-825.
- 15-Vamvatsikos D., & Cornell C. A. 2002 Incremental dynamic analysis: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **31**(3), 491-514.
- 16-Vamvatsikos D., & Cornell C. A. 2004 Applied incremental dynamic analysis: *Earthquake Spectra*, **20**(2), 523-553.
- 17-Agency F. E. M. 2003 Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures: *FEMA-450*.
- 18-Karim K. R., & Yamazaki F. 2003 A simplified method of constructing fragility curves for highway bridges: *Earthquake engineering & structural dynamics*, **32**(10), 1603-1626.
- 19-Vamvatsikos D., & Cornell C. A. 2002 The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering: *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*.
- 20-Baker J. W., & Cornell C. A. 2005 A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **34**(10), 1193-1217.
- 21-Jalayer F. 2003 Direct probabilistic seismic analysis, implementing non-linear dynamic assessments: *Stanford University*.
- Buildings, *Standard. 2800. 4th Edition*, Tehran, Iran (in persian).
- 3-Construction A. I. O. S. 2010 Specification for Structural Steel Buildings: *ANSI/AISC 360-10*. A.
- 4-Iranian National Building Code (INBC), Part 10 2014 Design and Construction of Steel Structures: *Ministry of Housing and Urban Development*, Tehran, Iran (in persian).
- 5-Officials I. C. O. B. 1997 UNIFORM BUILDING CODE: *UBC-1997*, ed. Whittier, California.
- 6-Agency F. E. M. 2000 Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings: *FEMA-350*.
- 7-Agency F. E. M. 2011 Seismic Performance Assessment of Buildings: Volume 1 – Methodology, *ATC-58-1 75% Draft*.
- 8-Lignos D. 2008 Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations: *Stanford university*.
- 9-Agency F. E. M. 2000 Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings: *FEMA 351*.
- 10-Agency F. E. M. 2000 Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of buildings: *FEMA 356*.
- 11-Office of Deputy for Strategic Supervision Department of Technical Affairs 2014 Instruction for Seismic Rehabilitation of existing Buildings, NO. 360 (in persian).
- 12-Agency F. E. M. 2009 Quantification of Building Seismic Performance Factors: *FEMA P-695*.
- 13-Center P. E. E. R. 2016 Open System for Earthquake Engineering Simulation: *OpenSees*, V. 2.5.0, ed.

Probabilistic assessment of sidesway collapse of mid- and high-rise steel buildings with special moment resisting frame

Seyed Ahmad Mobinipour¹, Saeid Pourzeynali^{2*}

1. Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Guilan, Rasht, Islamic Republic of Iran

2. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Guilan, Rasht, Islamic Republic of Iran

* pourzeynali@guilan.ac.ir

Abstract

In order to determine and predict the possible damage imposed on the structures, performance-based standards have presented certain levels and limits. The current study aimed to make a probabilistic evaluation of the special steel moment frames exceeding these levels through comparing the demand measure (DM) and the intensity measure (IM). It further tried to examine the performance of the sixth and tenth issues of the national regulations and Iranian 2800 standard in confining the damage imposed on this type of structures. The results of DM probabilities analysis based on IM parameter could be expressed in two ways: 1) the fragility curve of the probability exceeding the limit states, and 2) assessment of the probability of the annual mean exceedance of the limit states. Among numerous types of limit states, the global collapse of the structure is of utmost significance. The present study utilized both forms of these analyses. In the first phase of the research, cumulative distribution function (CDF) curves were used to assess the performance of the structures subjected to the records of various risk levels according to FEMA-350 guidelines. To this end, a ten-story and a twenty-story special steel moment resisting frame were modeled in OpenSees software. Then, fragility curves of the frames collapse were drawn at three performance levels of immediate occupancy (IO), collapse prevention (CP), and global instability (GI) through using the incremental dynamic analysis (IDA) and by means of the records introduced in The Next Generation Attenuation (NGA) for near- and far-fault records. Then, in the second phase of the study, the collapse probability of the structures under the study was estimated for Tehran city, which is located at a high seismicity zone. It is worth noting that these structures were designed and loaded according to the existing guidelines and were considered at the risk level 2 (risk level 2 according to the FEMA 356 and Iranian 360 guidelines) under the influence of the earthquake. Moreover, the median collapse capacity intensity (\hat{S}_{CT}) was calculated indicating the acceleration at which the structural collapse probability equals to 50%. Finally, the aforementioned curves were used and the probability exceedance of the frames under the study were obtained from three risk levels with the return periods of 75, 475 and 2475 years and the damage imposed on the frames were assessed and compared. The findings indicated that: 1) the special moment resisting frames influenced by the far- and near-fault records were safe at the performance levels of IO, CP, and GI and hence, the purpose of the seismic design and loading guidelines was fulfilled, 2) in general, the seismic response of the structures due to near-fault ground motions is more critical compared to those of the far-fault ones, but with an increase in the number of stories in high-rise building structures, the effect of far-fault ground motions on seismic response of the structure increases so that no significant difference would be observed in the structural ductility demands due to near-fault and far-fault ground motions, and 3) the highest certainty coefficient belonged to the ten-story frame under the influence of far-fault records and the lowest certainty coefficient belonged to the twenty-story structure under the influence of near-fault records. This clearly demonstrated the influence of increasing the height of the structure on its collapse probability and the impact of near-fault records.

Keywords: Intensity Measure, Demand Measure, Earthquake hazard levels, Performance levels, Median collapse capacity intensity.