

چکیده

در طراحی و ارزیابی سازه‌ها بر اساس عملکرد، شناسایی سطوح عملکرد سازه در سطوح خطر لرزه‌ای مشخص از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های فولادی با سیستم باربر جانبی دوگانه متشکل از قاب خمشی و مهاربندهای همگرا با تحلیل دینامیکی فزاینده، معیارهای مقبول و پذیرفته شده‌ای جهت تعیین سطوح عملکرد وجود ندارد. در این مقاله معیارهای مناسب و ساده‌ای جهت تعیین سطوح عملکرد سازه‌های فولادی با این سیستم سازه‌ای پیشنهاد گردیده است. بدین منظور متوسط مقادیر شاخص خسارت یک سازه‌ی مرجع با سیستم قاب خمشی در سطوح عملکرد تعیین شده با استفاده از روش راهنمای FEMA 350 محاسبه و بر مبنای این مقادیر سطوح عملکرد ۲۲ سازه فولادی با سیستم دوگانه با حالات مختلف نامنظمی غیر هندسی در امتداد ارتفاع با تحلیل دینامیکی فزاینده تعیین شده است. بر اساس میانگین ظرفیت تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای در سطوح عملکرد، معیارهای مناسب و ساده‌ای جهت تعیین سطوح عملکرد سیستم سازه‌ای مذکور معرفی گردیده که بر اساس آن مقدار دررفت ۰/۹ درصد برای شناسایی سطح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و دررفت ۷/۵ درصد یا کاهش شیب منحنی IDA به ۲۰ درصد مقدار آن در حالت الاستیک برای تعیین سطح عملکرد آستانه فروریزش پیشنهاد شده است.

واژگان کلیدی: سطوح عملکرد، سیستم دوگانه قاب خمشی و مهاربندهای همگرا، شاخص خسارت.

ارائه معیارهایی برای تعیین سطوح عملکرد لرزه‌ای سازه‌های فولادی با سیستم باربر جانبی دوگانه با تلفیق شاخص خسارت و تحلیل دینامیکی فزاینده

ابراهیم فدائی

دانشجوی دکتری دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه تربیت مدرس

حمزه شکیب (نویسنده مسئول)

استاد دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، shakib@modares.ac.ir

علیرضا آذربخت

دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه اراک، اراک

۱- مقدمه

طراحی و ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها بوده که امکان انتخاب، تعیین و تنظیم عملکرد سازه در هنگام وقوع زلزله را فراهم ساخته است. عموماً در روش طراحی بر اساس عملکرد سعی بر آن است که در سطوح خطر لرزه‌ای مختلف، میزان آسیب در اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای و افت سختی و مقاومت سازه و صدمات جانی و مالی در هنگام وقوع زلزله و همچنین تعمیرپذیری و قابلیت بهره‌برداری مجدد سازه پس از زلزله قابل کنترل باشد، به عبارت دیگر، به ازای هر سطح خطر لرزه‌ای از رفتار سازه در سطح عملکرد مشخصی اطمینان حاصل گردد. در بسیاری از آیین‌نامه‌های طراحی بر اساس عملکرد سطوح عملکرد بهره‌برداری، قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه

کاستی‌های موجود در روش طراحی لرزه‌ای کلاسیک از یک طرف و پیشرفت‌های ایجاد شده در زمینه فناوری اطلاعات و ابزارهای تحلیل از طرف دیگر زمینه‌ساز رویکرد محققان مهندسی زلزله به مطالعه بر روی نگرش طراحی بر اساس عملکرد سازه‌ها برای بیش از سه دهه بوده است که در آن برای تعیین خرابی مورد انتظار در اثر وقوع زلزله، بررسی رفتار دینامیکی و عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها از اهمیت بسزایی برخوردار است. به واسطه روش طراحی بر اساس عملکرد تأمین انتظارات مالکان و کارفرمایان جهت محدود ساختن آسیب‌ها و خسارات سازه‌ها دنبال گردیده است. دستاورد این تلاش‌ها ورود رویکرد طراحی بر اساس عملکرد به صورت تلویحی یا صریح در آیین‌نامه‌های

متشکل از قاب خمشی فولادی و مهاربندهای همگراست که قاب‌های مهاربندی بیشترین نقش را در تحمل برش پایه بازی می‌کنند ولیکن پس از کمانش و تسلیم قابل توجه مهاربندها، قاب‌های خمشی به‌عنوان سیستم ثانویه در برابر نیروی زلزله رفتار می‌کنند. همواره یکی از پرسش‌های فرا روی مهندسان و محققان در هنگام بررسی رفتار سازه‌های با سیستم باربر جانبی دوگانه، چگونگی تعیین سطوح عملکرد آنها بوده است زیرا مدارک طراحی و ارزیابی بر اساس عملکرد، معیارهای مشخصی جهت شناسایی سطوح عملکرد در این سیستم باربر جانبی ارائه نکرده‌اند و از طرفی با توجه به تفاوت‌های ذاتی موجود بین سیستم‌های باربر جانبی مختلف از نظر رفتار لرزه‌ای، استفاده از مقادیر ظرفیت لرزه‌ای یکسان برای دو یا چند سیستم باربر جانبی، منطقی و واقع‌بینانه نمی‌باشد کما اینکه در برخی از کارهای تحقیقاتی به این موضوع توجه نشده است [۹-۱۰] از طرف دیگر مطالعات چندانی توسط محققان جهت برطرف ساختن خلأ مذکور صورت نگرفته است. لونگو و همکاران [۱۱] در خلال مطالعه خود بر روی سیستم قاب خمشی فولادی دوگانه با مهاربندهای همگرا، تعیین ظرفیت گسیختگی سازه را مد نظر قرار دادند و در این راستا از معیارهای کمانش ستون‌ها، دریافت بین طبقه‌ای، شکست مهاربندها و دوران پلاستیک اضافی تیرها بهره گرفتند، در بررسی آنها عملکرد تک المان‌ها نقش تعیین‌کننده‌ای در تعیین عملکرد سازه دارد به‌علاوه اینکه آنها سایر سطوح عملکرد را تعیین نمودند. حسینی و مجد [۱۲] ضمن ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرا و استخراج منحنی‌های شکنندگی در سطوح عملکرد تعیین شده بر مبنای تغییر شکل اعضای سیستم باربر و تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای به‌طور مجزا، مشاهده نمودند که نتایج حاصل از به‌کارگیری این دو معیار انطباق مناسبی با هم ندارند و استفاده از معیار تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای برای تعیین سطوح عملکرد سیستم مهاربندی همگرا فاقد دقت قابل قبول است. تسنیمی و اعلائی [۶] نیز سعی نمودند سطوح عملکرد سازه‌های دوگانه بتن مسلح را با روش راهنمای

فروریزش معرفی گردیده و هر کدام به‌صورت کیفی با میزان نه‌چندان صریحی از تغییرات سختی و مقاومت، امکان تعمیر، ترمیم و استمرار بهره‌برداری مرتبط شده است. در مدارک SEAO-Vision2000 [۱] که از پیشگامان طراحی سازه‌ها بر اساس عملکرد است بیشتر به ارائه تعابیر و تعاریف کیفی از سطوح عملکرد پرداخته شده و حدود مشخصی از دریافت گذرا و ماندگار برای پنج سطح عملکرد ارائه شده است، در دستورالعمل FEMA 273 [۲] سطوح عملکرد برای اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای تعریف شده و محدودیت دریافت در هر یک از سطوح عملکرد برای اکثر سیستم‌های باربر جانبی معرفی شده است. رویکرد تعیین سطوح عملکرد در راهنمای FEMA 356 [۳] و آیین‌نامه ASCE 41-13 [۴] مبتنی بر رفتار المان‌ها است، بدین‌صورت که طی انجام تحلیل سازه و تعیین نیازهای لرزه‌ای اعضای آن، در صورتی که نیاز لرزه‌ای در حداقل یکی از اعضای سازه از مقادیر حدی ارائه شده در این آیین‌نامه‌ها به‌عنوان مقادیر ظرفیت تجاوز نماید به معنای عبور عملکرد کل سازه از سطح عملکرد مربوطه می‌باشد. این رویکرد، ارزیابی محافظه‌کارانه عملکرد سازه را به‌دنبال خواهد داشت [۵-۷]. به‌واسطه بررسی و جمع‌بندی آزمایش‌های فراوانی که بر روی سیستم باربر جانبی قاب خمشی فولادی صورت گرفته، در راهنمای FEMA 350 [۸] معیارهایی مبتنی بر رفتار کلی سازه جهت تعیین سطوح عملکرد لرزه‌ای سیستم باربر جانبی مذکور ارائه شده است، بدین‌صورت که با تجاوز بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای از مقدار ۰/۰۲ از سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه و با عبور بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای از مقدار ۰/۱ یا تشدید نرخ ازدیاد نیاز سازه با افزایش شدت لرزه‌ای به بیش از پنج برابر آن در حالت الاستیک اولیه از سطح عملکرد آستانه فروریزش عبور می‌شود.

یکی از راهکارهای تأمین سختی، مقاومت و شکل‌پذیری به‌طور هم‌زمان در سازه‌ها به‌ویژه ساختمان‌های بلندمرتبه در مناطق لرزه‌خیز استفاده از سیستم باربر جانبی دوگانه فولادی

وجود آمده در سازه و وجه تشابه سیستم‌های باربر جانبی در هر یک از سطوح عملکرد بهره گرفته شده است. در این راستا با انجام تحلیل‌های دینامیکی فزاینده بر روی یک سازه مرجع با سیستم باربر جانبی قاب خمشی فولادی، بر اساس معیارهای راهنمای FEMA 350 سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فرو ریزش تعیین می‌گردد و مقدار شاخص خسارت کلی سازه به‌عنوان میزان آسیب سازه در این سطوح عملکرد محاسبه و برای شناسایی سطوح عملکرد سازه‌های با سیستم باربر جانبی دوگانه مورد استفاده قرار می‌گیرد. در نهایت بر اساس مقادیر حداکثر دررفت سازه در هر یک از سطوح عملکرد، معیارهایی مبتنی بر بیشینه دررفت سازه برای تعیین سطوح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه و آستانه فرو ریزش در سازه‌های با سیستم باربر جانبی دوگانه پیشنهاد می‌شود. سطح عملکرد ایمنی جانی نیز با رویکردی مشابه راهنمای FEMA 350 بر اساس مقدار نیاز لرزه‌ای سازه در سطح عملکرد آستانه فرو ریزش تعیین می‌گردد.

۲- روش تحقیق

با توجه به ارتباط تنگاتنگ میان میزان آسیب به وجود آمده در سازه با تعریف کیفی صورت گرفته در اغلب آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای [۲-۴، ۱۳] برای سطوح عملکرد مختلف، اهمیت به‌کارگیری شاخص‌های خسارت جهت تخمین کمی میزان آسیب در سازه در اثر زمین‌لرزه آشکار می‌شود. از بین شاخص‌های خسارت مختلفی که توسط محققان پیشنهاد و توسعه داده شده است [۱۵، ۱۹-۳۴] شاخص است خسارت مناسبی که از کارآیی کافی برای برآورد پتانسیل ایجاد آسیب در سازه برخوردار باشد، انتخاب می‌گردد و سپس بر مبنای آن، شاخص خسارت سازه کلی به‌عنوان نماینده میزان آسیب به وجود آمده در سازه تعیین می‌شود.

سازه‌ای با سیستم باربر جانبی قاب خمشی تحت اثر تعدادی از رکوردهای حرکت زمین تحلیل دینامیکی فزاینده گردیده و

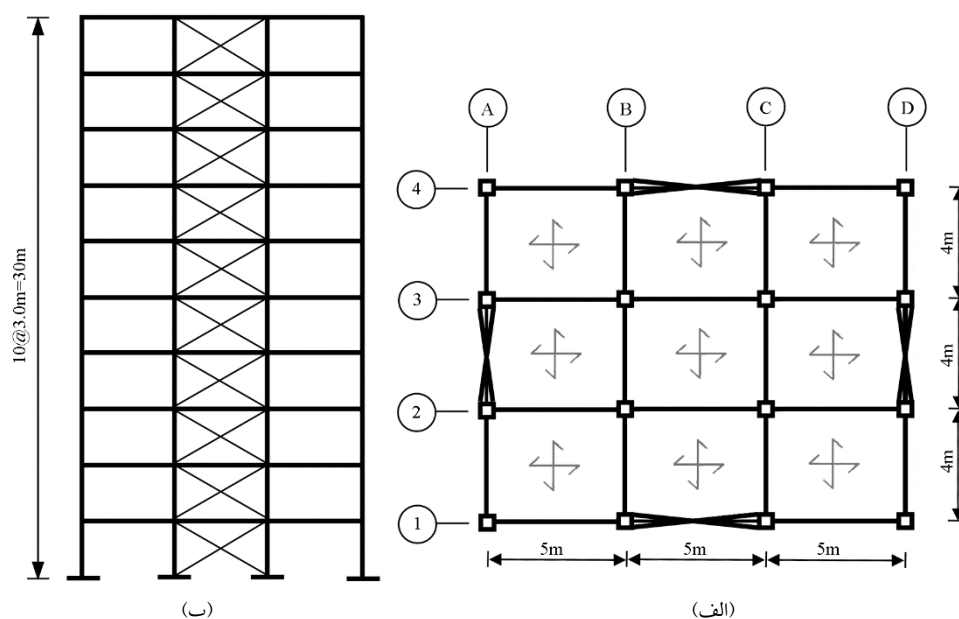
FEMA 356 و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها [۱۳] و شاخص‌های خسارت در حالت تحلیل دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی با الگوهای متفاوت اعمال بار مورد ارزیابی قرار دهند. استکانچی و همکاران [۱۴] با انجام تحلیل غیرخطی زمان دوام بر روی قاب‌های مقاوم خمشی فولادی و تعیین تعدادی از شاخص‌های خرابی، کران بالای شاخص خرابی را برابر با ۱ و مقدار آن متناظر با خرابی قابل تعمیر را برابر با ۰/۴ بیان نمودند. پارک و انگک [۱۵] محدوده‌های مختلف میزان شاخص خسارت کلی سازه را با شرایط فیزیکی ساختمان پس از وقوع زلزله مرتبط نمودند. انگک و همکاران [۱۶] و تابش‌پور و همکاران [۱۷] فروریزش سازه را متناظر با مقدار شاخص خسارت ۰/۸ دانستند. ارجمندی و همکاران [۱۸] با انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی همبستگی بین شاخص خسارت محلی تغییر شکل پلاستیک نرمال شده به‌وسیله تغییر شکل تسلیم بر اساس دستورالعمل FEMA 356 و تعدادی از شاخص‌های خسارت کلی سازه‌ای را برای چند قاب خمشی فولادی مورد بررسی قرار داده و روابطی برای تعیین شاخص خسارت کلی سازه بر مبنای شاخص خسارت مبتنی بر تغییر شکل پلاستیک اعضا ارائه نمودند. با توجه به اهمیت قابل ملاحظه تعیین سطوح عملکرد در طراحی و ارزیابی سازه‌ها و تبعات و مخاطرات غیرقابل جبرانی که عدم توجه و دقت کافی به این گام از روش طراحی بر اساس عملکرد می‌تواند به دنبال داشته باشد لازم است بسته به نوع و سیستم سازه‌ای مقاوم از معیارهای مناسبی جهت تعیین سطوح عملکرد بهره گرفته شود. با عنایت به کاربرد سیستم باربر جانبی دوگانه فولادی در ساختمان‌های مهم و بلندمرتبه به دلیل ویژگی‌های خاص آن، وجود معیاری واقع‌بینانه و ساده جهت تعیین سطوح عملکرد سازه‌های با این سیستم سازه‌ای ضروری به نظر می‌رسد. از این‌رو در مطالعه حاضر به‌منظور برقراری ارتباطی بین میزان آسیب ایجاد شده در سازه‌های با سیستم باربر جانبی دوگانه در سطوح عملکرد مختلف با پارامترهای پاسخ سازه، از شاخص خسارت سازه‌ای به‌عنوان مشخصه‌ای از میزان آسیب به

۱۰ طبقه با پلان و نمای نشان داده شده در شکل (۱) با سیستم باربر جانبی دوگانه قاب خمشی فولادی ویژه و مهاربندهای همگرای ویژه مورد بررسی قرار گرفته است. این ساختمان‌ها بر اساس معیارهای ارائه شده توسط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۳۵] شامل یک ساختمان منظم و ساختمان‌های با انواع حالات نامنظمی غیر هندسی در موقعیت‌های مختلف در امتداد ارتفاع ساختمان است که نوع و موقعیت نامنظمی آنها در شکل (۲) نشان داده شده است. مطابق این شکل سازه‌های نامنظم دارای نامنظمی جرم (M)، سختی (K)، مقاومت (S) و ترکیب سختی و مقاومت (KS) در سه موقعیت مختلف طبقه اول، پنجم و نیمه تحتانی سازه بوده و در حالات نامنظمی سختی و یا مقاومت در دو حالت نامنظمی عادی و شدید (طبقه نرم یا خیلی نرم و طبقه ضعیف یا خیلی ضعیف) مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. در شکل (۲) در عبارت اختصاری معرف هر سازه، حرف اول مبین نوع نامنظمی، عبارت داخل پرانتز نشان‌دهنده‌ی موقعیت نامنظمی و عدد پس از پرانتز گویای نسبت عامل ایجاد نامنظمی در طبقه یا طبقات نامنظم به مقدار آن در طبقه فوقانی است به عنوان نمونه عبارت $K(1)0.6$ معرف سازه‌ای با طبقه اول نرم است که نسبت سختی طبقه اول به دوم $0.6/1$ می‌باشد، سازه منظم با نام

سطوح عملکرد آن با استفاده از معیارهای ارائه شده توسط راهنمای FEMA 350 تعیین شده است. با توجه به پشتوانه قوی آزمایشگاهی و عملی معیارهای مذکور جهت تعیین سطوح عملکرد سازه‌های با سیستم قاب مقاوم خمشی و کاربرد فراگیر آنها توسط محققان، متوسط میزان آسیبی که در هر یک از سطوح عملکرد متوجه سازه با این سیستم باربر جانبی می‌شود استخراج و به عنوان مبنا در نظر گرفته شده است. بر روی تعدادی سازه با سیستم باربر جانبی دوگانه که شامل یک سازه منظم و سازه‌هایی با حالات مختلف نامنظمی غیر هندسی در امتداد ارتفاع (نامنظمی جرم، سختی، مقاومت و ترکیب سختی و مقاومت) بودند تحلیل‌های دینامیکی فزاینده صورت گرفته و از میزان آسیب مبنای به دست آمده از تحلیل سیستم قاب خمشی برای تعیین سطوح عملکرد سازه‌های با سیستم سازه‌ای دوگانه بهره گرفته می‌شود. در انتها میانگین مقادیر پاسخ دررفت سازه در هر یک از حالات حدی تعیین و به عنوان معیارهایی جهت تعیین سطوح عملکرد سیستم دوگانه پیشنهاد شده است.

۳- سازه‌های مورد مطالعه

با توجه به هدفی که در این تحقیق دنبال می‌شود ۲۲ ساختمان

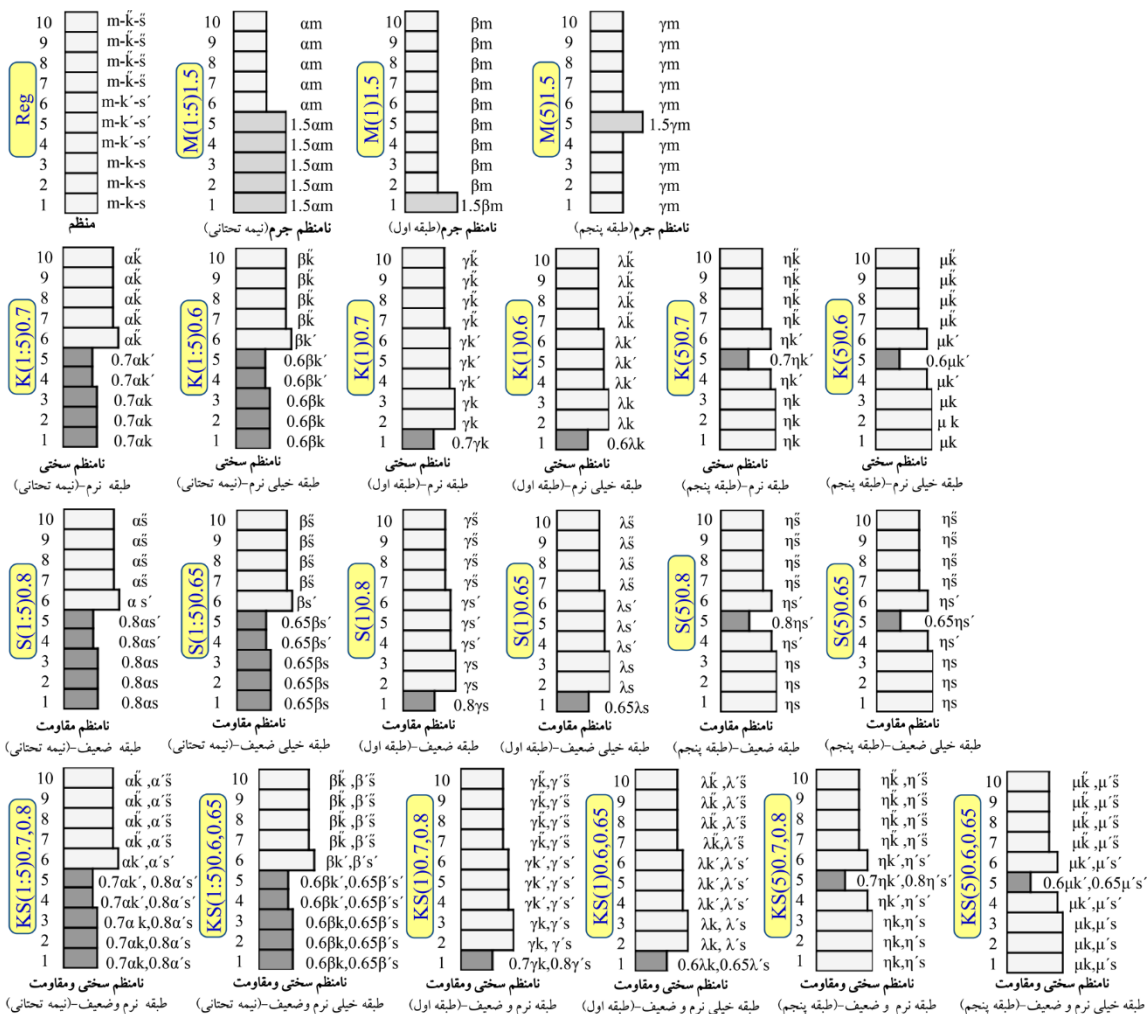


شکل (۱): ساختمان‌های مورد مطالعه با سیستم دوگانه فولادی: الف) نمای ساختمان (آکس ۱)، ب) پلان ساختمان.

واقع در آن طبقه یا طبقات مربوطه از سازه منظم به گونه‌ای تغییر یافته که میزان نسبت لازم برای ایجاد نامنظمی حاصل گردد، در ادامه برای اینکه تنها عامل متغیر بین سازه‌ها نامنظمی باشد، در موارد لازم مقدار جرم، مدول الاستیسیته و یا مقاومت تسلیم تمامی طبقات با اعمال ضریب ثابت مناسبی (نظیر ضرایب α , β , γ , λ و ... در شکل (۲) تغییر داده می‌شود به گونه‌ای که ضمن حفظ نامنظمی ایجاد شده مقدار زمان تناوب اصلی نوسان، سختی و مقاومت جانبی تمامی ساختمان‌ها یکسان باشد.

به منظور مدل‌سازی سازه جهت انجام تحلیل‌های غیرخطی از برنامه اپنسیس [۳۷] استفاده شده است. با توجه به تقارن سازه در پلان طبقات و مطالعه سازه تحت اثر یکی از مؤلفه‌های زلزله برای ساده‌سازی فرآیند تحلیل با هدف کاهش زمان و حجم

اختصاصی Reg نشان داده شده است. این ساختمان‌ها با فرض وجود بارهای ثقلی مرده و زنده برابر با ۶۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع بر روی سقف طبقات و بار زنده ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع بر روی بام و قرارگیری ساختمان‌ها در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد زلزله (مانند تهران) و بر روی خاک نوع دو بر اساس دسته‌بندی استاندارد [۳۶] با ۲۸۰۰ استفاده از ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۳۶] و استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۳۵] طراحی شده‌اند. برای تیرها و ستون‌های سازه به ترتیب از مقاطع استاندارد IPE و باکس و برای مهاربندها از مقطع قوطی بهره گرفته شده است. زمان تناوب اصلی نوسان سازه‌ها ۱/۱۲ ثانیه می‌باشد. شایان ذکر است برای ایجاد نامنظمی جرم، سختی و یا مقاومت در طبقه یا طبقات مورد نظر به ترتیب مقدار جرم (m)، مدول یانگ (E) و یا مقاومت تسلیم (F_y) مصالح اعضای



شکل (۲): مشخصات ساختمان‌های مورد مطالعه با سیستم دوگانه از نظر نظم سازه‌ای در امتداد ارتفاع.

تعریف منحنی رفتاری مذکور می‌بایست تنش تسلیم (F_y)، مدول یانگ (E)، نسبت سخت‌شدگی کرنشی (ϵ_{sh}) و سه پارامتر تجربی مرتبط با بخش انتقالی بین شاخه الاستیک و پلاستیک (R_0 ، cR_1 و cR_2) معرفی شوند مقدار نسبت سخت‌شدگی کرنشی و پارامترهای R_0 ، cR_1 و cR_2 به ترتیب برابر با $0/3$ درصد، $0/22$ ، $0/925$ و $0/15$ در نظر گرفته شده است.

هریک از مهاربندهای هم‌محور مطابق شکل (۵) با استفاده از ۱۰ المان مدل‌سازی شده است که عبارتند از: دو المان صلب با طول محدود در دو انتها برای لحاظ ساختن ناحیه صلب‌گره اتصال و بخشی از ورق اتصال، دو المان فنر چرخشی برای شبیه‌سازی رفتار خمشی ورق اتصال در طول فاصله آزاد موجود در ورق اتصال در انتهای اعضای مهاربندی و شش المان تیر-ستون غیرخطی مبتنی بر نیرو که در نقطه میانی دارای خروج از مرکزیت اولیه‌ای برابر با یک‌هزارم طول مهاربند [۴۲] جهت برقرار ساختن امکان کماتش در عضو مهاربندی تحت اثر نیروی فشاری می‌باشد. تعداد تقسیم‌بندی عضو مهاربندی بیشتر از حداقل تعداد تقسیمات توصیه شده توسط اوریز [۴۳] می‌باشد. به المان‌های تیر-ستون غیرخطی مبتنی بر نیرو مقطع فایبری اختصاص یافته است و رفتار تنش-کرنش تک‌محوری هر یک از تقسیمات با مصالح Steel02 و شکست ناشی از خستگی کم‌چرخه نیز با مدل مصالح خستگی [۴۲] موجود در کتابخانه برنامه اپنسیس شبیه‌سازی می‌شود. این مدل بر اساس قاعده تجمع خطی کرنش با استفاده از رابطه کافین-مانسون [۴۴] عمل می‌کند. فنر چرخشی اختصاص یافته در انتهای مهاربندها دارای مدل رفتاری دو خطی است که معرف تغییرات لنگر-دوران ورق اتصال مهاربند می‌باشد و سختی اولیه آن بر اساس هندسه و مشخصات ورق اتصال و مقاومت تسلیم آن نیز بر مبنای مشخصات هندسی و مصالح آن تعیین می‌گردد و شیب منحنی رفتاری پس از وقوع تسلیم $0/01$ مقدار سختی اولیه در نظر گرفته شده است.

محاسبات، مدلی دو بعدی از سازه شامل قاب‌های واقع در محور ۱ و ۲ در شکل (۱-الف) ایجاد و مورد تحلیل قرار گرفته است، هر یک از تیرها و ستون‌های سازه از پنج المان شامل یک المان تیر-ستون الاستیک در بخش میانی، دو فنر چرخشی با رفتار غیرخطی در دو انتهای این بخش الاستیک و دو المان صلب در دو انتهای عضو برای لحاظ ساختن صلیبیت موجود در محل گره اتصال اعضای سازه به همدیگر تشکیل شده است. بدین ترتیب تحت اثر تلاش‌های ایجاد شده در سازه در محل فنرهای چرخشی ذکر شده در محل مفاصل پلاستیک اعضای سازه امکان ایجاد رفتار غیرخطی وجود دارد. ویژگی‌های منحنی رفتاری هر یک از مفاصل پلاستیک بر مبنای مشخصات هندسی مقطع و مصالح عضو مربوطه از مقادیر ارائه شده توسط استاندارد ASCE41-13 [۴] برای بخش‌های مختلف منحنی رفتاری که به صورت شماتیک در شکل (۳) نشان داده شده اقتباس شده است. از مدل ایبارا-مدینا-کراوینکلر [۳۸] موجود در کتابخانه مصالح برنامه اپنسیس با منحنی رفتاری نشان داده شده در شکل (۴) برای اختصاص خصوصیات غیرخطی مفاصل پلاستیک به فنرهای چرخشی استفاده می‌شود، استفاده از این مصالح امکان شبیه‌سازی زوال سختی و مقاومت را فراهم می‌سازد که بدین منظور از روابط توصیه شده توسط لیگنوس و کراوینکلر [۳۹-۴۰] برای تعیین نرخ زوال سختی و مقاومت بهره گرفته شده است.

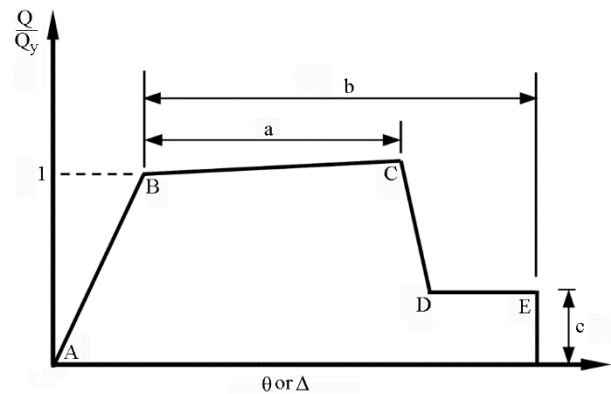
با توجه به وجود نیروی محوری قابل توجه در ستون‌های دهانه مهاربندی شده و اهمیت اثر اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی، در این اعضا از المان‌های تیر-ستون غیرخطی مبتنی بر نیرو [۴۱] با مقطع فایبری استفاده شده است. برای مدل نمودن رفتار فولاد از منحنی تنش-کرنش سینماتیک دو خطی در قالب مدل منگتو-پینتو استفاده شده که وجود یک منحنی انتقالی در حد فاصل شاخه اول و دوم آن مانع تغییر ناگهانی ماتریس سختی محلی اعضا شده و انتقال بین ناحیه الاستیک و پلاستیک به صورت پیوسته‌ای رخ می‌دهد، بدین منظور از مصالح Steel02 موجود در کتابخانه برنامه اپنسیس استفاده شده که برای

اول و سوم استفاده شده است. با فرض صلیبیت سقف‌های ساختمان، در مدل‌سازی قیده‌های لازم بدین منظور اعمال گردیده و اثرات $P-\Delta$ نیز با استفاده از انتقال هندسی مناسب در برنامه اپنسیس در شبیه‌سازی رفتار سازه در نظر گرفته شده است [۴۱].

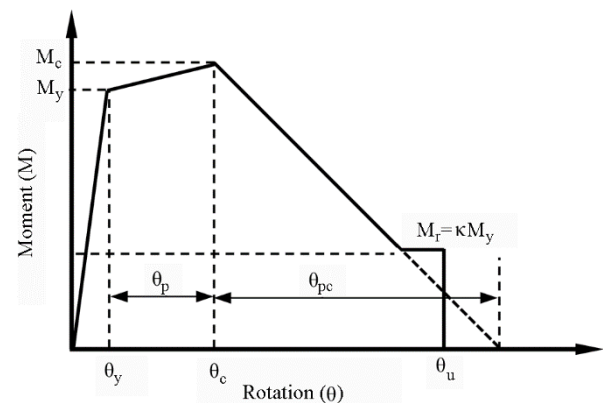
ساختمان مشابهی از نظر مشخصات هندسی، تعداد طبقات، بارهای ثقلی، نوع خاک محل احداث و لرزه‌خیزی منطقه با استفاده از سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه فولادی بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران و آیین‌نامه طراحی زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) طراحی شده است. زمان تناوب اصلی نوسان آن برابر $1/37$ ثانیه می‌باشد. سایر جنبه‌های مدل‌سازی این سازه برای بررسی عملکرد آن مشابه با سازه‌های با سیستم دوگانه صورت می‌پذیرد.

۴- تحلیل دینامیکی فزاینده سازه‌ها

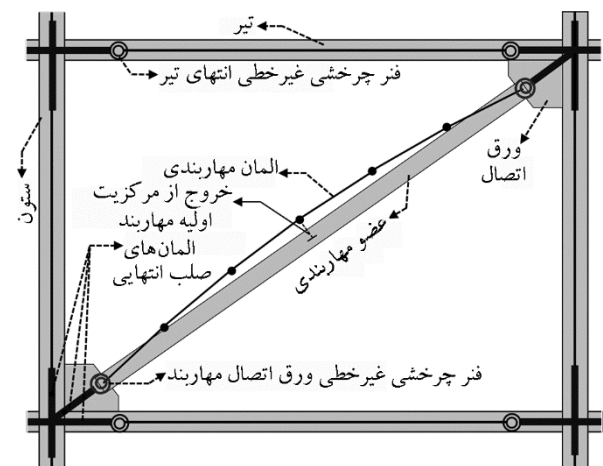
امروزه روش تحلیل دینامیکی فزاینده [۴۶] به‌عنوان روشی پیشرفته جهت بررسی میزان تقاضا و ظرفیت لرزه‌ای در سازه‌ها مورد توجه بسیاری از محققان قرار گرفته است زیرا قابلیت رصد نمودن رفتار سازه را در محدوده وسیعی از پاسخ سازه از حالت الاستیک تا ناپایداری کلی داراست و همچنین امکان در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های ذاتی و تصادفی بودن نگاشت‌های لرزه‌ای وجود دارد؛ لذا در کار تحقیقی حاضر از روش تحلیل دینامیکی فزاینده استفاده شده و بدین منظور از شتاب طیفی متناظر با مود اول نوسان سازه و میرایی ۵ درصد ($S_a(T_1, 5\%)$) به‌عنوان معیار شدت لرزه‌ای و از دریافت حداکثر به‌عنوان پارامتر نیاز مهندسی بهره گرفته می‌شود. با هدف افزایش در دقت نتایج، از الگوریتم هانت-فیل [۴۷] جهت تغییر مقدار معیار شدت لرزه‌ای در هر گام مورد استفاده قرار گرفته است. برای انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی ۲۵ نگاشت زلزله با بزرگای گشتاوری بین $6/5$ تا $7/6$ و بدون هرگونه اثر جهت‌پذیری مربوط به زلزله‌های نزدیک گسل سازگار با ساختگاه سازه‌های مورد مطالعه انتخاب شده است [۴۸]. سایر مشخصات نگاشت‌های مذکور در جدول (۱) مقابل ملاحظه می‌باشد.



شکل (۳): منحنی نیرو- تغییر شکل تعمیم یافته برای مفاصل پلاستیک اعضای فولادی.



شکل (۴): منحنی رفتاری ایبارا-مدینا-کراوینگر برای مدل‌سازی مفاصل پلاستیک اعضای سازه [۳۸].



شکل (۵): نمای شماتیک المان‌های مورد استفاده در مدل‌سازی مهاربند.

طی انجام تحلیل تاریخچه زمانی از میرایی رایلی متناسب با سختی و جرم [۴۵] با در نظر گرفتن ۵ درصد میرایی برای مود

جدول (۱): مشخصات ۲۵ تگاشت زلزله مورد استفاده در تحلیل IDA سازه‌ها.

شماره تگاشت	رویداد	ایستگاه	بزرگی	فاصله (کیلومتر)	بیشینه شتاب زمین (g)
۱	Kobe, Japan, (1995)	Nishi-Akashi, 090	۶/۹	۲۵/۲	۰/۵
۲	Kobe, Japan, (1995)	Shin-Osaka, 000	۶/۹	۲۸/۵	۰/۲۴
۳	Kocaeli, Turkey, (1999)	Arcelik, 000	۷/۵	۱۳/۵	۰/۲۲
۴	San Fernando, (1971)	LA-Hollywood Stor FF, 090	۶/۶	۲۵/۹	۰/۲۱
۵	Landers, (1992)	Coolwater, LN	۷/۳	۲۰	۰/۲۸
۶	Landers, (1992)	Coolwater, TR	۷/۳	۲۰	۰/۴۲
۷	Superstition Hills, (1987)	Poe Road (temp), 270	۶/۵	۱۱/۷	۰/۴۵
۸	Superstition Hills, (1987)	Poe Road (temp), 360	۶/۵	۱۱/۷	۰/۳
۹	Hector Mine, (1999)	Hector, 000	۷/۱	۱۲	۰/۲۷
۱۰	Manjil, Iran, (1990)	Abbar, T	۷/۴	۱۳	۰/۵
۱۱	Chi-Chi, Taiwan, (1999)	TCU045, E	۷/۶	۲۶/۸	۰/۴۷
۱۲	Chi-Chi, Taiwan, (1999)	TCU045, N	۷/۶	۲۶/۸	۰/۵۱
۱۳	Friuli, Italy, (1976)	Tolmezzo, 000	۶/۵	۱۵/۸	۰/۳۵
۱۴	Landers, (1992)	Yermo Fire Station, 270	۷/۳	۲۳/۸	۰/۲۴
۱۵	Landers, (1992)	Yermo Fire Station, 360	۷/۳	۲۳/۸	۰/۱۵
۱۶	Loma Prieta, (1989)	Gilroy Array #3, 000	۶/۹	۱۲/۸	۰/۵۶
۱۷	Northridge, (1994)	W Lost Cany, 000	۶/۷	۱۲/۴	۰/۴۱
۱۸	Northridge, (1994)	W Lost Cany, 270	۶/۷	۱۲/۴	۰/۴۸
۱۹	San Fernando, (1971)	LA—Hollywood Stor FF, 180	۶/۶	۲۵/۹	۰/۱۷
۲۰	Kocaeli, Turkey, (1999)	Duzce, 180	۷/۵	۱۵/۴	۰/۳۱
۲۱	Kocaeli, Turkey, (1999)	Duzce, 270	۷/۵	۱۵/۴	۰/۳۶
۲۲	Loma Prieta, (1989)	Capitola, 000	۶/۹	۳۵/۵	۰/۵۳
۲۳	Loma Prieta, (1989)	Capitola, 090	۶/۹	۳۵/۵	۰/۴۴
۲۴	Imperial Valley, (1979)	Delta, 262	۶/۵	۲۲/۵	۰/۲۴
۲۵	Imperial Valley, (1979)	Delta, 352	۶/۵	۲۲/۵	۰/۳۵

۵- شاخص خسارت سازه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی

شکست یا انهدام کلی سازه است. از منظر پارامترهایی که در محاسبه مقدار شاخص خسارت مورد استفاده قرار می‌گیرند می‌توان شاخص‌های خسارت را به چهار دسته تقسیم نمود؛ دسته اول شاخص‌هایی که تغییر شکل المان‌ها یا سازه را مبنای اصلی تعیین مقدار شاخص خسارت قرار می‌دهند که متداول‌ترین آنها دررفت سازه‌ای است و از تقسیم بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای بر ارتفاع طبقه حاصل می‌شود؛ در دسته دوم از

در شاخص‌های خسارت مختلف ارائه شده توسط محققان [۱۹-۳۴] پارامترهایی نظیر تغییر شکل پلاستیک، انرژی تلف شده عضو، خستگی چرخه‌ای و تغییرات مشخصات دینامیکی مد نظر قرار گرفته‌اند. عموماً این شاخص‌ها به گونه‌ای نرمال می‌گردند که مقدار آنها در بازه صفر تا یک واقع می‌شود که مقدار صفر بیانگر عدم وجود هرگونه خسارت و مقدار یک مبین

مدل‌سازی، دقت آن را بهبود بخشید [۱۵]. بدین منظور پارک و همکاران [۵۳] پیشنهاد نمودند از مقدار 0.25 برای پارامتر β در سازه‌های فولادی بهره گرفته شود.

بدین ترتیب در این مطالعه برای تعیین میزان آسیب سازه از شاخص خسارت پارک-انگ بهره گرفته می‌شود و بر اساس توصیه پارک و انگ [۱۵] با میانگین‌گیری وزنی با استفاده از تابع وزنی مبتنی بر انرژی مستهلک‌شده در اعضای سازه مطابق رابطه (۳) و (۴) شاخص خسارت سازه کلی برآورد می‌گردد.

$$DI_{\text{Overall}} = \sum_i \{\lambda_i \cdot DI_i\} \quad (3)$$

$$\lambda_i = \frac{E_i}{\sum_i E_i} \quad (4)$$

تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی برای سازه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی تحت اثر هر یک از نگاهت‌های زلزله انجام می‌شود و به ازای هر مقدار از پارامتر شدت لرزه‌ای، بیشینه دررفت بین طبقه‌ای تعیین و در نهایت منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده ترسیم می‌شود. بر اساس معیارهای مندرج در راهنمای FEMA 350 سطوح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه و آستانه فروریزش بر روی منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده مشخص و شدت لرزه‌ای متناظر با ظرفیت در هر یک از سطوح عملکردی (IM_{CP} و IM_{IO}) تعیین می‌شود. بر اساس راهنمای FEMA 350 حداکثر دررفت بین طبقه‌ای 0.2 متناظر با عبور از سطح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه است و چنانچه حداکثر دررفت بین طبقه‌ای سازه از مقدار 0.1 تجاوز نماید یا شیب مماس بر منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده به 20 درصد مقدار آن در ناحیه الاستیک اولیه تقلیل یابد به مثابه عبور از سطح عملکرد آستانه فروریزش می‌باشد. در شکل (۶) منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده این سازه تحت اثر نگاهت‌های زلزله به همراه سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش نشان داده شده است. با تمرکز بر روی نتایج تحلیل تاریخچه زمانی که با مقیاس شدت لرزه‌ای

شاخص‌های خسارت (مانند پاول و الله‌آبادی [۳۲] و بنون و همکاران [۳۱]) محاسبه شاخص با استفاده از شکل‌پذیری جابه‌جایی یا دوران صورت می‌پذیرد، این شاخص‌ها علیرغم سادگی کاربرد، اثرات تجمعی تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی و زمان دوام و سیکل‌های تحریک زمین‌لرزه را لحاظ نمی‌نمایند [۲۲، ۴۹]. دسته دیگر از پارامترهای آسیب با استفاده از انرژی مستهلک‌شده در سازه به تعیین شاخص خسارت می‌پردازند و از آن جهت که قابلیت در نظر گرفتن اثرات تجمعی زمین‌لرزه را دارا هستند نسبت به شاخص‌های پیشین از دقت بیشتری برخوردارند [۲۲]. آخرین گروه از شاخص‌های خسارت به گونه‌ای هستند که در تعیین آنها ترکیبی از پارامترهای انرژی مستهلک‌شده و شکل‌پذیری به خدمت گرفته می‌شود، به‌عنوان نمونه می‌توان به شاخص پارک و انگ اشاره نمود. در برخی از تحقیقات قبلی [۲۲، ۲۹، ۵۰-۵۲] کارآیی شاخص‌های خسارت مختلف در ارزیابی پتانسیل ایجاد آسیب مورد بررسی قرار گرفته و در نهایت شاخص خسارت پارک-انگ نسبت به شاخص‌های دیگر ارجح دانسته شده است. به‌عنوان نمونه بررسی کونات و جینه [۵۲] حاکی از همبستگی بیشتر نتایج شاخص خسارت پارک-انگ و مشاهدات آزمایشگاهی در تعیین آسیب بالقوه سازه است. شاخص خسارت پارک-انگ در سال ۱۹۸۵ [۵۳-۵۴] به صورت رابطه (۱) پیشنهاد گردید و سپس به وسیله کونات و همکاران [۲۴] اصلاح و به صورت رابطه (۲) ارائه شد.

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{\int dE}{Q_y \delta_u} \quad (1)$$

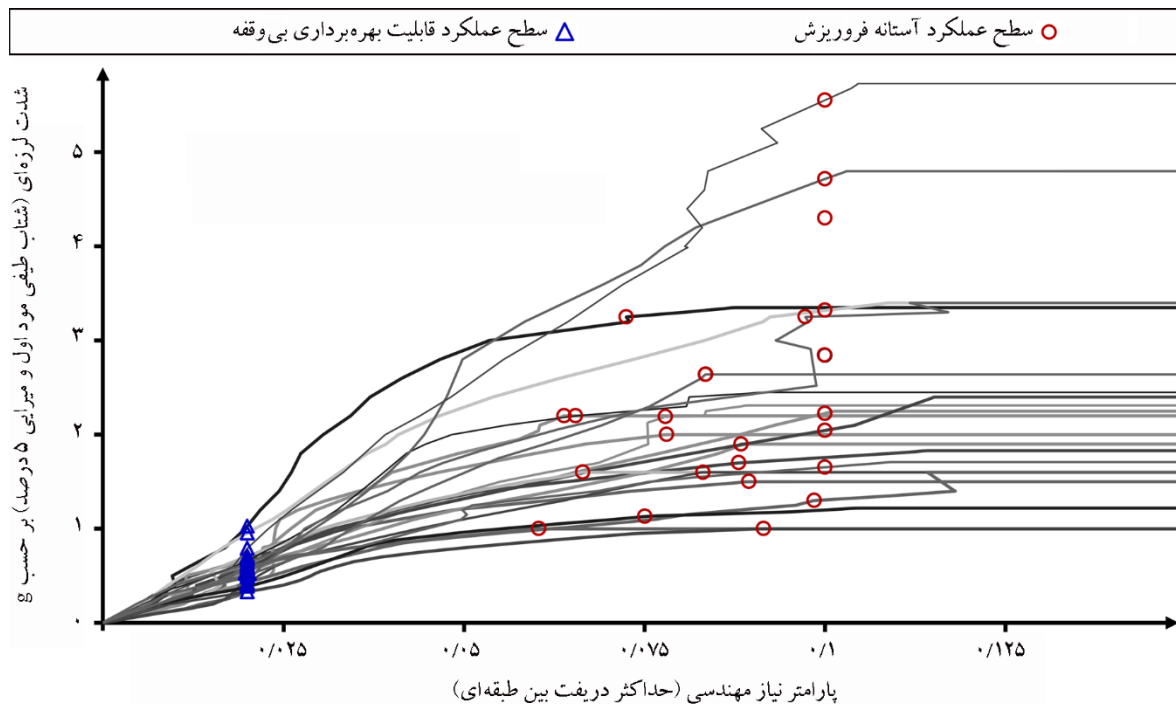
$$DI = \frac{\delta_m - \delta_r}{\delta_u - \delta_r} + \beta \frac{\int dE}{Q_y \delta_u} \quad (2)$$

که در این روابط δ_m پاسخ تغییرشکلی بیشینه، δ_u تغییر شکل نهایی، δ_r تغییر شکل قابل بازگشت، $\int dE$ انرژی اتلاف‌شده، Q_y نیروی تسلیم و β ضریب ثابت مدل خسارت می‌باشد.

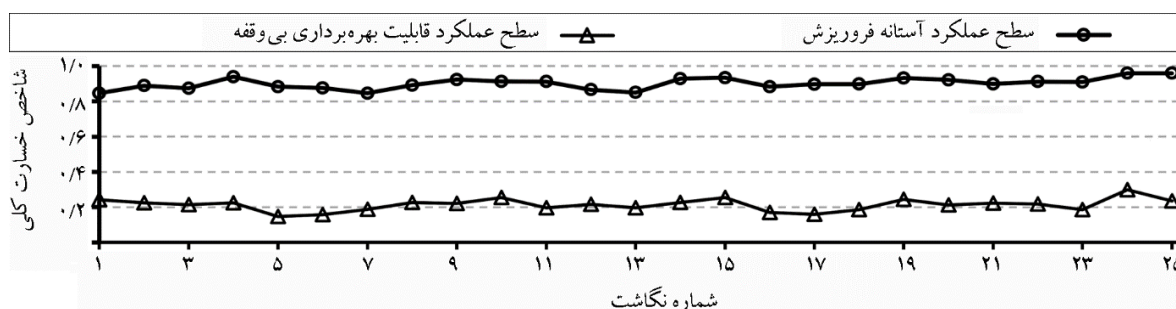
اگرچه این شاخص خسارت برای اعضای بتن‌آرمه کالیبره شده‌اند و دارای قابلیت اعتماد کمتری برای سازه‌های فولادی هستند، لیکن می‌توان با انتخاب مقادیر مناسبی برای پارامتر

سازه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی مقدار شاخص خسارت سازه حدوداً مقادیر مشابهی دارند ولیکن پراکندگی بیشتری در ارتباط با میزان این پارامتر در سطح عملکرد آستانه فروریزش وجود دارد که علت آن شدت میزان رفتار غیرخطی عناصر سازه و تغییر مشخصات دینامیکی سازه و به دنبال آن تفاوت قابل توجه پاسخ‌های لرزه‌ای سازه تحت اثر نگاشت‌های مختلف زمین‌لرزه می‌باشد. نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهند سازه با سیستم قاب خمشی، به‌طور متوسط در سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش به ترتیب دارای شاخص خسارت ۰/۲۱ و ۰/۹ می‌باشد.

متناظر با سطوح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه و آستانه فروریزش (IM_{CP} و IM_{IO}) صورت گرفته مقدار شاخص خسارت هر یک از اعضای سازه با استفاده از شاخص خسارت پارک-انگ تعیین و با میانگین‌گیری وزنی مقدار شاخص خسارت کلی سازه در هر یک از سطوح عملکرد محاسبه شده است. در شکل (۷) مقدار شاخص خسارت سازه متناظر با سطح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش در اثر نگاشت‌های مختلف نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که طی اعمال نگاشت‌های زلزله مختلف بر



شکل (۶): منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده سازه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی و سطوح عملکرد IO و CP.



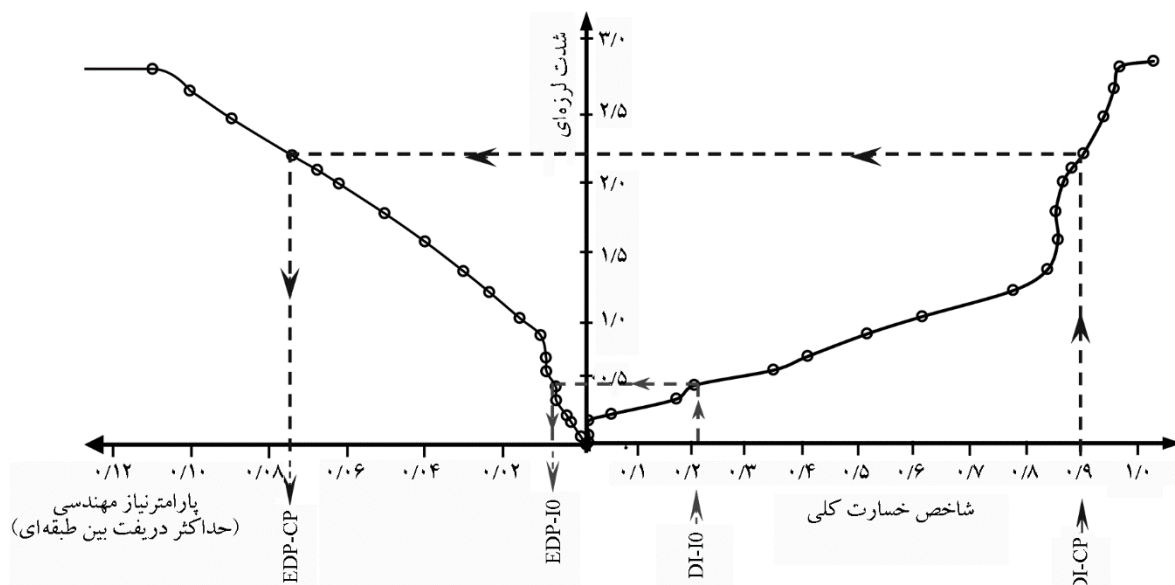
شکل (۷): مقدار شاخص خسارت سازه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی در سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش طی اعمال نگاشت‌های زلزله.

جانبی پذیرفته و جهت شناسایی عملکرد سازه مورد استفاده قرار داد. بدین ترتیب به منظور دستیابی به معیار مناسب و در عین حال ساده‌ای جهت تعیین سطوح عملکرد سازه‌های با سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و مهارندهای همگرا از مقادیر متوسط شاخص خسارتی که در بخش قبل برای سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش به دست آمد به‌عنوان ابزار شناسایی این حالات حدی بهره گرفته می‌شود و در ادامه سعی می‌گردد معیار ساده‌تری از پاسخ لرزه‌ای سازه نظیر دریافت حداکثر بین طبقه‌ای به‌عنوان ظرفیت لرزه‌ای هریک از این حالات حدی پیشنهاد شود که در ادامه به آن پرداخته شده است. هر کدام از سازه‌های با سیستم دوگانه تحت اثر هریک از نگاهت‌های زلزله تحلیل دینامیکی فرآینده شده و با افزایش مقدار شدت لرزه‌ای در هر گام از تحلیل و استخراج و پردازش تاریخچه پاسخ اعضای مختلف سازه، مقدار شاخص خسارت پارک-انگ در تمامی اعضای سازه، محاسبه و با استفاده از روش میانگین‌گیری وزنی (بخش ۵) مقدار شاخص خسارت کلی سازه تعیین می‌گردد. این فرآیند برای سازه منظم تحت اثر یکی از نگاهت‌های زلزله در شکل (۸) نشان داده شده است. همان‌گونه که در این شکل مشاهده می‌شود در مقادیر شدت لرزه‌ای کوچک

بررسی‌های پارک و انگ [۱۵] نشان می‌دهد وقوع آسیب‌های جزئی در سازه که با تعاریف کیفی آیین‌نامه‌ها از سطح عملکرد IO، انطباق مناسبی دارد متناظر با مقدار شاخص خسارت کلی ۰/۱ تا ۰/۲۵ است و همچنین وقوع آسیب‌های شدید سازه‌ای که غیرقابل تعمیر بودن ساختمان را به همراه دارد متناظر با مقدار شاخص خسارت کلی ۰/۴ تا ۱/۰ می‌باشد، همچنین تابش پور و همکاران [۱۷] فروریزش سازه را متناظر با مقدار شاخص خسارت ۰/۸ دانستند. مقدار به‌دست‌آمده برای مقدار شاخص خسارت کلی سازه در سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش انطباق مناسبی با نتایج مذکور دارد.

۶- تخمین ظرفیت لرزه‌ای سازه با سیستم دوگانه بر اساس همسان‌سازی شاخص خسارت

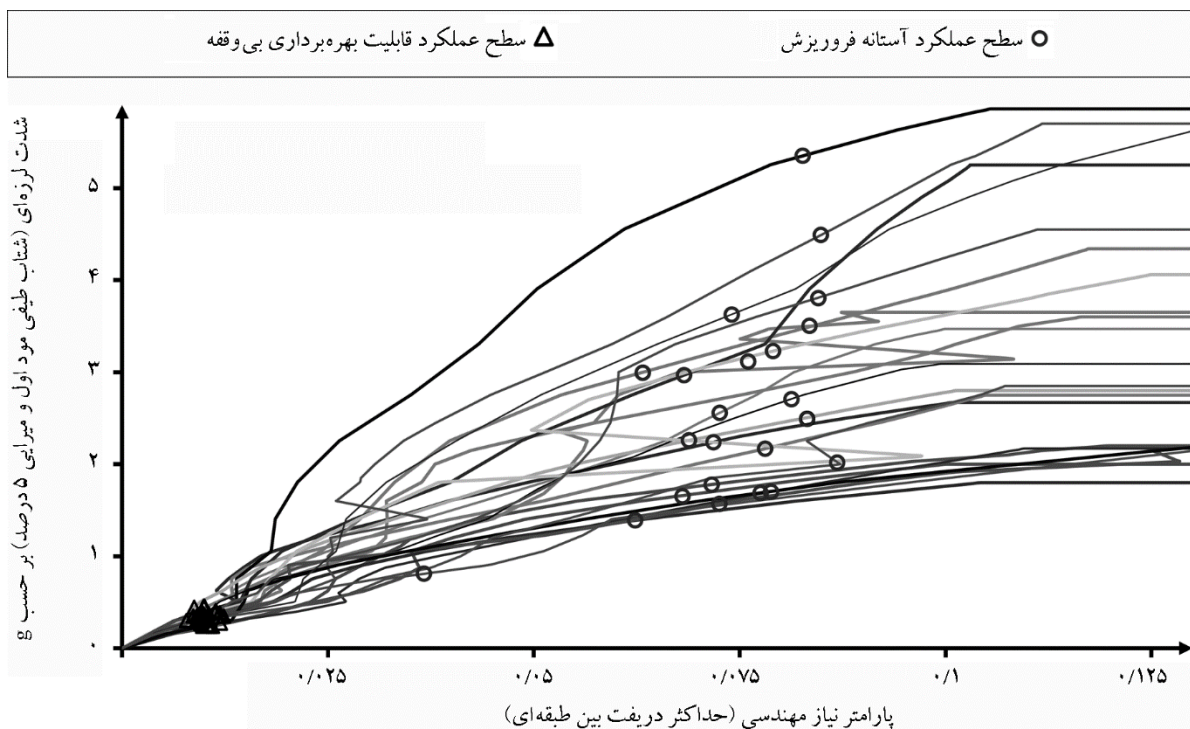
با توجه به اینکه در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی و ارزیابی سازه‌ها بر اساس عملکرد، تعاریف کیفی یکسانی از بروز آسیب و افت مقاومت و سختی و امکان تعمیر و بهره‌برداری مجدد در سطوح عملکرد مختلف برای تمامی سیستم‌های باربر جانبی ارائه شده است می‌توان میزان خسارت به وجود آمده در سازه‌ها را در هریک از حالات حدی به‌عنوان وجه تشابه سیستم‌های باربر



شکل (۸): نمایش فرآیند تعیین سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش سازه با سیستم دوگانه منظم تحت اثر نگاهت شماره ۸ بر اساس شاخص‌های خسارت مبنا.

مقادیر ظرفیت لرزه‌ای سازه تحت اثر نگاشت مذکور قابل استخراج می‌باشد، به‌عنوان مثال در شکل (۸) ظرفیت لرزه‌ای متناظر با سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه (EDP_IO) و آستانه فروریزش (EDP_CP) به ترتیب برابر با ۰/۰۸۶ و ۰/۰۸۶ می‌باشد. در شکل (۹) منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده سازه منظم با سیستم دوگانه و سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش که بر اساس معیارهای شاخص خسارت به دست آمده‌اند، نشان داده شده است. همان‌گونه که ذکر شد می‌توان مقدار حداکثر دریافت طبقه‌ای متناظر با هر یک از حالات حدی قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش را برای هر یک از سازه‌ها به‌عنوان ظرفیت لرزه‌ای سازه در آن سطح عملکرد تعیین و متوسط آنها را برای هر یک از سازه‌ها طی اعمال نگاشت‌های زلزله محاسبه کرد. در شکل (۱۰) تغییرات متوسط ظرفیت لرزه‌ای متناظر با سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش برای سازه‌های با سیستم باربر جانبی دوگانه نشان داده شده است.

که همه اعضای سازه دارای رفتار الاستیک هستند مقدار شاخص خسارت کلی صفر است و به عبارتی فاقد آسیب سازه‌ای می‌باشد، ولیکن با افزایش مقدار شدت لرزه‌ای و ایجاد رفتار غیرخطی در اعضای سازه مقدار شاخص خسارت کلی افزایش می‌یابد. با رصد تغییرات شاخص خسارت کلی سازه، به‌محض اینکه مقدار شاخص خسارت کلی سازه از مقادیر معیار ذکر شده برای سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش ($DI_{CP}=0/9$ و $DI_{IO}=0/21$) تجاوز نماید به‌عنوان تجاوز از این سطوح عملکرد تلقی شده و می‌توان مقدار شدت لرزه‌ای مربوط به آن را تعیین نمود. به‌عنوان نمونه در شکل (۸) به ترتیب در مقادیر شتاب طیفی $0/42g$ و $2/17g$ مقدار شاخص خسارت کلی سازه از مقادیر شاخص خسارت سطح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش تجاوز می‌کند. در ادامه بر اساس مقادیر شدت لرزه‌ای به‌دست آمده، با استفاده از منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده سازه تحت اثر نگاشت اعمالی، مقدار پارامتر نیاز مهندسی (حداکثر دریافت طبقه‌ای) متناظر با سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش به‌عنوان



شکل (۹): منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده سازه منظم با سیستم باربر جانبی دوگانه و سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش.

استفاده از معیارهای تغییر مکانی یکسان در سیستم‌های باربر جانبی غیر متشابه جهت شناسایی سطوح عملکرد صحیح نمی‌باشد، کما اینکه در بسیاری از تحقیقات این واقعیت مورد توجه قرار نمی‌گیرد (مانند [۵۶-۵۸]). نتایج به دست آمده نشان می‌دهند در سازه با سیستم قاب خمشی در دریافت حداکثر برابر با ۲ درصد به سطح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه می‌رسد در حالی که در سازه‌های با سیستم دوگانه در دریافت حداکثری در محدوده ۰/۵۷ درصد تا ۱/۲ درصد میزان شاخص خسارت به مقدار مبنای به دست آمده بر اساس سیستم قاب خمشی برای سطح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه می‌رسد. به همین ترتیب مقدار ظرفیت لرزه‌ای سازه‌های با سیستم قاب خمشی در سطح عملکرد آستانه فروریزش مقدار دریافت ۱۰ درصد می‌باشد در حالی که در سازه‌های با سیستم دوگانه مقدار دریافت حداکثر در این سطح عملکرد، بین ۵/۵ تا ۹ درصد بوده است.

همان‌گونه که در شکل (۱۰) قابل مشاهده است مقدار میانگین پارامتر نیاز مهندسی (دریافت حداکثر) در سطح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه برای تمامی سازه‌های دوگانه تقریباً مشابه است و تغییرات چندانی وجود ندارد اما در سطح عملکرد آستانه فروریزش تغییرات مذکور مشهودتر است و عموماً بروز نامنظمی در امتداد ارتفاع سازه منجر به تجاوز میزان شاخص خسارت سازه از مقدار معیار مربوطه (۰/۹) در مقادیر دریافت حداکثر کمتری شده است.

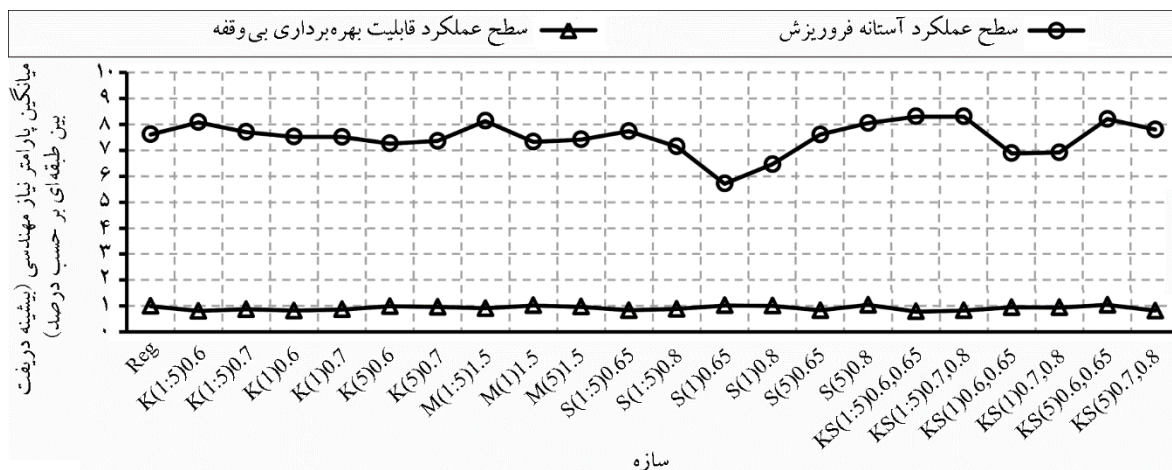
به منظور پیشنهاد معیار مناسب و ساده‌ای جهت تعیین سطوح عملکرد سازه‌های با سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه فولادی و قاب‌های مهاربندی همگرا، تابع توزیع تجمعی تجاوز میزان شاخص خسارت تمامی سازه‌های مورد بررسی از مقادیر شاخص مبنای مربوط به سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش محاسبه شده است (شکل ۱۱) و مقادیر پاسخ لرزه‌ای متناظر با احتمال تجمعی ۵۰ درصد تعیین و به عنوان ظرفیت لرزه‌ای سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و

در سازه‌های با سیستم باربر جانبی دوگانه به علت سختی جانبی قابل ملاحظه‌ی قاب‌های مهاربندی در مقایسه با قاب‌های خمشی، بخش قابل توجهی از نیروی جانبی زلزله توسط قاب‌های مهاربندی تحمل می‌شود و از طرفی با توجه به ماهیت رفتاری مهاربندهای همگرا، در تغییر مکان‌های جانبی نسبتاً کوچکی در سازه مهاربندهای فشاری دچار کمانش و مهاربندهای کششی تسلیم می‌گردند که ایجاد تغییر شکل‌های پلاستیک و استهلاک انرژی در این اعضا و به تبع آن تحمل آسیب و افزایش شاخص خسارت را به دنبال دارد. با افزایش شدت تحریک زلزله، افزایش تغییر مکان‌های جانبی سازه از یک سو و کاهش سختی جانبی قاب‌های مهاربندی به علت وقوع کمانش و تسلیم‌شدگی از سوی دیگر منجر به مشارکت بیشتر قاب‌های خمشی در تحمل نیروهای جانبی شده [۱۱، ۵۵] و بدین ترتیب تغییر شکل اعضای قاب‌های خمشی نیز وارد مرحله غیرخطی شده و متحمل آسیب می‌گردند. بدین ترتیب طی انجام تحلیل دینامیکی فزاینده در مقادیر شدت لرزه‌ای اندک (شتاب طیفی بین ۰/۲۲g و ۰/۴۲g) که در سازه‌های با سیستم دوگانه مقدار شاخص خسارت کلی به مقدار مبنای سطح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه (۰/۲۱) رسیده است، مقدار شاخص خسارت عمدتاً متأثر از رفتار غیرخطی مهاربندها است ولیکن با افزایش شدت تحریکات لرزه‌ای (از جمله در سطح عملکرد آستانه فروریزش) سایر اعضای سازه نیز در آسیب‌های سازه سهم می‌شوند.

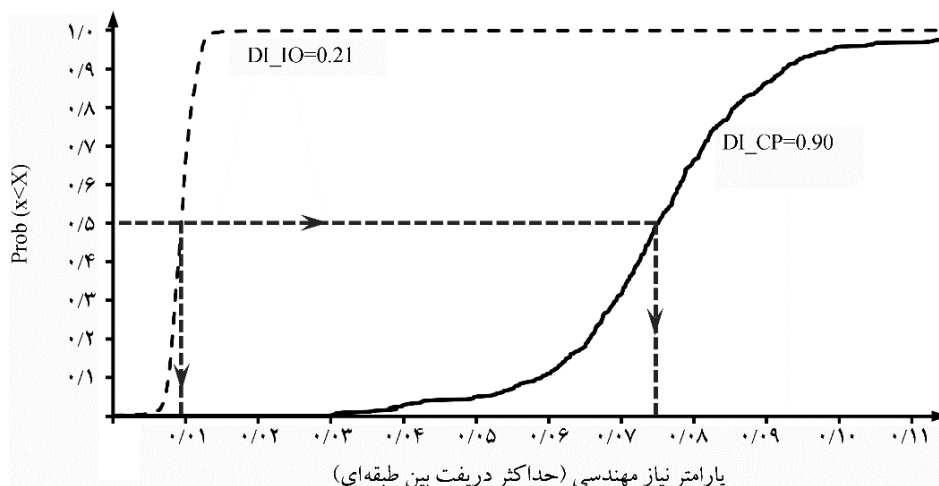
بروز تغییر مکان‌های جانبی یکسان در دو سیستم باربر جانبی دوگانه و قاب خمشی تحت اثر تحریک‌های زلزله منجر به وقوع میزان آسیب یکسان در آنها نمی‌شود زیرا به علت سختی قابل توجه سیستم سازه‌ای دوگانه نسبت به سیستم قاب خمشی، ایجاد چنین تغییر مکان‌های یکسانی مستلزم وقوع رفتارهای غیرخطی شدیدتر و یا وسیع‌تری در اعضای سازه با سیستم دوگانه است. بدین ترتیب انتظار می‌رود در سازه‌های با سیستم باربر جانبی متفاوت در تغییر مکان‌های جانبی یکسان میزان خسارت ایجاد شده یکسان نباشد، بنابراین

مقادیر پیشنهادی می‌توانند گویای بروز آسیب سازه در سطوح عملکرد یاد شده باشند. همچنین از نظر مفهومی با رویه‌ای مشابه با راهنمای FEMA 350، پیشنهاد می‌گردد تشدید نرخ افزایش حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه‌ای با افزایش شدت زلزله به پنج برابر آن در حالت الاستیک اولیه نیز به‌عنوان مقدمه فروریزش سازه در نظر گرفته شود و علاوه بر مقدار دررفت ۷/۵ درصد جهت تعیین سطح عملکرد آستانه فروریزش مورد استفاده قرار گیرد. به همین ترتیب پیشنهاد می‌شود از مقدار نیاز متناظر با ۷۵ درصد نیاز حالت حدی آستانه فروریزش برای تعیین سطح عملکرد ایمنی جانی استفاده شود.

آستانه فروریزش پیشنهاد می‌شود. بر این اساس مقدار حداکثر دررفت طبقه‌ای ۰/۹ درصد و ۷/۵ درصد به ترتیب به‌عنوان ظرفیت لرزه‌ای سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش پیشنهاد می‌گردد. به عبارتی انتظار می‌رود در سازه‌های با سیستم دوگانه فولادی با تجاوز مقدار حداکثر دررفت طبقه‌ای از مقادیر پیشنهادی، میزان آسیب و تغییرات سختی و مقاومت سازه به‌گونه‌ای باشد که بر اساس تعاریف کیفی آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای به منزله‌ی عبور از سطح عملکرد مربوطه باشد. با توجه به سختی جانبی قابل ملاحظه سیستم باربر جانبی دوگانه و ایجاد کماتش مهاربندهای فشاری در تغییر مکان‌های جانبی پایین



شکل (۱۰): تغییرات میانگین دررفت بیشینه سازه‌های با سیستم دوگانه در سطوح عملکرد تعیین شده بر اساس معیار شاخص خسارت مبنا.



شکل (۱۱): منحنی تابع توزیع تجمعی احتمال تجاوز شاخص خسارت سازه‌های مورد بررسی از شاخص خسارت مبنا سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش در مقادیر نیاز تغییر مکان نسبی مختلف.

۷- نتیجه گیری

در این تحقیق معیارهایی جهت تعیین سطوح عملکرد سازه‌های فولادی با سیستم باربر جانبی دوگانه قاب خمشی و مهاربندهای همگرا با تحلیل دینامیکی فزاینده پیشنهاد شده است. بدین منظور سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش بر اساس روش راهنمای FEMA 350 در سازه مرجعی با سیستم باربر جانبی قاب خمشی تعیین گردید و میزان آسیب سازه در هریک از این سطوح عملکرد با استفاده از شاخص خسارت سازه‌ای کمی سازی شد. بر این اساس به طور میانگین میزان شاخص خسارت پارک-انگ در سطوح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه و آستانه فروریزش به ترتیب دارای مقادیر ۰/۲۱ و ۰/۹ می‌باشد. این مقادیر شاخص خسارت به عنوان نماینده‌ای از میزان آسیب سازه در سطوح عملکرد مذکور و وجه تشابه عملکردی سیستم‌های باربر جانبی مختلف در نظر گرفته شد و در تعیین سطوح عملکرد ۲۲ سازه نمونه با سیستم باربر جانبی دوگانه با حالات مختلفی از نامنظمی غیر هندسی در امتداد ارتفاع ساختمان تحت اثر تحلیل دینامیکی فزاینده مورد استفاده قرار گرفت.

پس از تعیین سطوح عملکرد در سازه‌های با سیستم دوگانه بر مبنای مقادیر شاخص خسارت مقدار میانگین حداکثر دررفت بین طبقه‌ای سازه‌ها در هریک از سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و آستانه فروریزش تعیین و به عنوان ظرفیت لرزه‌ای سازه‌های فولادی با سیستم باربر جانبی دوگانه قاب خمشی و مهاربندهای همگرا جهت شناسایی سطوح عملکرد پیشنهاد گردید. بر این اساس حداکثر دررفت ۰/۹ درصد برای تعیین سطح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه و حداکثر دررفت ۷/۵ درصد و یافت شیب منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده به ۲۰ درصد شیب الاستیک اولیه جهت تعیین سطح عملکرد آستانه فروریزش توصیه می‌شود. جهت تعیین سطح عملکرد ایمنی جانی می‌توان از حداکثر درفتی برابر با ۷۵ درصد دررفت بین طبقه‌ای سطح عملکرد آستانه فروریزش به عنوان ظرفیت لرزه‌ای سطح عملکرد ایمنی جانی بهره گرفت.

مراجع

1. SEAOC Vision Committee (1995) *Performance Based Seismic Design Engineering*. Report prepared by Structural Engineers Association of California.
2. FEMA (1997) *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings: FEMA 273*, Washington, D.C., U.S.
3. FEMA (2000) *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings: FEMA 356*, Washington, D.C., US.
4. ASCE (2013) *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ASCE Standard No. ASCE/SEI 41-13, U.S.
5. FEMA (2009) *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. FEMA P695, Washington, DC.
6. Tasnimi, A. and Alaei, H. (2008) An investigation on the prediction methods of performance level utilizing nonlinear seismic analysis for dual RC structural systems. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, **9**(4), 193-208 (in Persian).
7. Adams, S.M. (2010) *Performance-Based Analysis of Steel Buildings: Special Concentric Braced Frame*.
8. FEMA (2000) *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. FEMA 350: Washington, DC.
9. Uriz, P. & Mahin, S.A. (2004) Seismic performance assessment of concentrically braced steel frames. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*.
10. Shakib, H. & Safi, R. (2015) Incremental inelastic dynamic analysis of a buckling-restrained braced frames in eccentric configuration subjected to near fault earthquakes records. *Sharif Journal of Civil Engineering*, **31.2**(1.2), 123-131.
11. Longo, A., Montuori, R., & Piluso, V. (2014) Theory of plastic mechanism control for MRF-CBF dual systems and its validation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **12**(6), 2745-2775.
12. Hosseini, M., & Majd, M. (2011) Developing fragility curves for regular steel buildings with X-bracing using

- IDARC Version 3.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures*. National Center for Earthquake Engineering Research Buffalo, NY.
25. Kamaris, G.S., Hatzigeorgiou, G.D., & Beskos, D.E. (2013) A new damage index for plane steel frames exhibiting strength and stiffness degradation under seismic motion, *Engineering Structures*, **46**, 727-736.
26. Massumi, A. & Moshtagh, E. (2013) A new damage index for RC buildings based on variations of nonlinear fundamental period. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **22**(1), 50-61.
27. Wang, M.L. & Shah, S.P. (1987) Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **15**(8), 993-1003.
28. DiPasquale, E., Ju, J.-W., Askar, A., & Çakmak, A.S. (1990) Relation between global damage indices and local stiffness degradation. *Journal of Structural Engineering*, **116**(5), 1440-1456.
29. Ghobarah, A., Abou-Elfath, H., & Biddah, A. (1999) Response-based damage assessment of structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **28**(1), 79-104.
30. Mergos, P.E. & Kappos, A.J. (2010) Seismic damage analysis including inelastic shear–flexure interaction. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **8**(1), 27-46.
31. Banon, H., Irvine, H.M., & Biggs, J.M. (1981) Seismic damage in reinforced concrete frames. *Journal of the Structural Division*, **107**(9), 1713-1729.
32. Powell, G.H. & Allahabadi, R. (1988) Seismic damage prediction by deterministic methods: concepts and procedures. *Earthquake engineering & structural dynamics*, **16**(5), 719-734.
33. Ghobarah, A., Aly, N., & El-Attar, M. (1998) Seismic reliability assessment of existing reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, **2**(04), 569-592.
34. Sucuoğlu, H., & Erberik, A. (2004) Energy-based hysteresis and damage models for deteriorating nonlinear time history analysis. *Sharif Journal of Civil Engineering*, **27**(1), 3-13 (in Persian).
13. Iran, M.a.P.O.o. (2007) *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. Code 360*. Tehran, Iran (in Persian).
14. Estekanchy, H., Kianfar, E., & Vafa'i, A. (2006) Application of damage indexes in nonlinear analysis of steel frames endurance time method. *Sharif Journal of Civil Engineering*, **22**(33), 13-21 (in Persian).
15. Park, Y.-J., & Ang, A.H.-S. (1985) Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, **111**(4), 722-739.
16. Ang, A.H., Kim, W.J., & Kim, S.B. (1993) *Damage Estimation of Existing Bridge Structures*. Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation.
17. Tabeshpour, M.R., Bakhshi, A. & Golafshani, A.A. (2004) Vulnerability and Damage Analyses of Existing Buildings. *The 13th World Conference on Earthquake Engineering*.
18. Arjomandi, K., Estekanchi, H., & Vafai, A. (2009) Correlation between structural performance levels and damage indexes in steel frames subjected to earthquakes. *Sci. Iranica Trans. Civil Eng.*, **16**(2), 147-155.
19. Stephens, J.E., & Yao, J.T. (1987) Damage assessment using response measurements. *Journal of Structural Engineering*, **113**(4), 787-801.
20. Rodriguez, M.E., & Padilla, D. (2009) A damage index for the seismic analysis of reinforced concrete members. *Journal of Earthquake Engineering*, **13**(3), 364-383.
21. Colombo, A. & Negro, P. (2005) A damage index of generalised applicability. *Engineering Structures*, **27**(8), 1164-1174.
22. Fajfar, P. (1992) Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **21**(10), 837-848.
23. Bozorgnia, Y. & Bertero, V. (2001) *Evaluation Of Damage Potential Of Recorded Earthquake Ground Motion*.
24. Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M. & Lobo, R. (1992)

46. Vamvatsikos, D. & Cornell, C.A. (2002) Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **31**(3), 491-514.
47. Vamvatsikos, D. & Cornell, C.A. (2004) Applied incremental dynamic analysis. *Earthquake Spectra*, **20**(2), 523-553.
48. ATC (2008) *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. ATC-63 Project Report: Redwood City, CA.
49. Basu, B. & Gupta, V.K. (1995) A probabilistic assessment of seismic damage in ductile structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **24**(10), 1333-1342.
50. Carr, A. & Tabuchi, M. (1993) The structural ductility and the damage index for reinforced concrete structure under seismic excitation. *The 2nd European Conference on Structural Dynamics*.
51. Cosenza, E., Manfredi, G. & Ramasco, R. (1993) The use of damage functionals in earthquake engineering: a comparison between different methods. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **22**(10), 855-868.
52. Kunnath, S. & Jenne, C. (1994) *Seismic Damage Assessment of Inelastic RC Structures*. *The 5th US National Conference on Earthquake Engineering*.
53. Park, Y., Ang, A.H., & Wen, Y. (1987) Damage-limiting aseismic design of buildings. *Earthquake Spectra*, **3**(1), 1-26.
54. Park, Y.-J., Ang, A.H.-S., & Wen, Y.K. (1985) Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering*, **111**(4), 740-757.
55. Lotfollahi, M. & Alinia, M. (2009) Effect of tension bracing on the collapse mechanism of steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research*, **65**(10), 2027-2039.
56. Chao, S.-H., Bayat, M.R., & Goel, S.C. (2008) Performance-based plastic design of steel concentric braced frames for enhanced confidence level. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, October.
57. Bayat, M.R. (2010) *Performance-based plastic design systems*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **33**(1), 69-88.
35. BHRC (2015) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings* (4th Revision ed.): Building & Housing Research Center, Iran (in Persian).
36. INBC (2013) *Iranian National Building Code, Part 10 (Steel Building Design and Construction)*: Tehran (in Persian).
37. McKenna, F., Fenves, G., & Scott, M. (2000) Open System for Earthquake Engineering Simulation. *University of California, Berkeley, CA*.
38. Ibarra, L.F., Medina, R.A., & Krawinkler, H. (2005) Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **34**(12), 1489-1511.
39. Lignos, D., & Krawinkler, H. (2009) *Sidesway Collapse of Deteriorating Structural Systems under Seismic Excitations*. Report No. TB 172: Stanford (CA): John A. Blume Earthquake Engineering Research Center. Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University.
40. Lignos, D.G. & Krawinkler, H. (2011) Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading. *Journal of Structural Engineering*, **137**(11), 1291-1302.
41. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., & Fenves, G.L. (2006) *OpenSees command language manual*.
42. Uriz, P. (2005) *Towards Earthquake Resistant Design of Concentrically Braced Steel Structures*. University of California, Berkeley.
43. Uriz, P. (2008) *Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
44. Manson, S. (1965) Fatigue: a complex subject—some simple approximations. *Experimental Mechanics*, **5**(7), 193-226.
45. Chopra, A.K. (2008) *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (3rd Edition). Prentice-Hall of India.

of earthquake resistant steel structures: concentrically braced frames, tall moment frames, plate shear wall frames: The University of Texas at Arlington.

58. Systani, A., Asgarian, B., & Jalaiifar, A. (2016) Incremental dynamic analysis of concentrically braced frames subjected to near field ground motions. *Modares Civil Engineering Journal*, **16**(2), 135-145 (in Persian).