

ارزیابی عملکرد لرزه‌ی سازه‌های فولادی با سیستم باربر جانبی دوگانه با نامنظمی غیرهندسی در امتداد ارتفاع

ابراهیم فدائی (دانشجوی دکتری)

حمزه شکیب* (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

علیرضا آذر بخت (دانشیار)

دانشکده‌ی فنی مهندسی عمران، دانشگاه اراک

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۳۹۸)
دوری ۲ - ۳۵، شماره ۳/۲، ص. ۱۲۰-۱۰۷

در نوشتار حاضر، تأثیر نامنظمی‌های جرم، سختی، مقاومت و ترکیب سختی و مقاومت در عملکرد لرزه‌ی سازه‌های فولادی با سیستم باربر جانبی دوگانه متشکل از قاب خمشی ویژه و قاب مهاربندی همگرای ویژه با رویکرد مهندسی زلزله‌ی عملکردی احتمالاتی ارزیابی شده است. در این راستا، نیاز و ظرفیت لرزه‌ی ۲۱ ساختمان ۱۰ طبقه که براساس استاندارد ۲۸۰۰ دارای نامنظمی‌های اشاره شده هستند، با استفاده از روش تحلیل دینامیکی فزاینده استخراج و با مقادیر نظیر از ساختمان‌های منظم مقایسه شده‌اند. در مدل‌سازی سازه‌های مورد مطالعه، افت مقاومت و سختی ناشی از رفتار غیرخطی و چرخه‌ی تیرها و ستون‌ها و رفتار پس‌کمانشی و شکست ناشی از خستگی کم چرخه‌ی مهاربندها و مشارکت ورق اتصال مهاربندها در رفتار لرزه‌ی مهاربندها در نظر گرفته شده است. وجود نامنظمی عمدتاً باعث کاهش ظرفیت لرزه‌ی سازه در محدوده‌ی رفتار غیرخطی (تا ۲۵ و ۲۱ درصد به ترتیب در سطوح عملکرد CP و GI)، افزایش نیاز لرزه‌ی در بخش نامنظم، افزایش احتمال عبور از حالت‌های حدی، کاهش ظرفیت شکل‌پذیری تا ۱۹٪، و کاهش سطح اطمینان در دستیابی به هدف عملکردی IO شده است. سطح اطمینان تأمین هدف عملکردی CP متأثر از وجود نامنظمی نشده است. وجود نامنظمی مرکب سختی و مقاومت و نامنظمی جرم به ترتیب بیشترین و کمترین تأثیر را در عملکرد لرزه‌ی سازه نشان داده‌اند.

واژگان کلیدی: سیستم باربر جانبی دوگانه، سازه‌ی فولادی، نامنظمی در امتداد ارتفاع، ارزیابی عملکردی احتمالاتی.

e.fadaei@modares.ac.ir
shakib@modares.ac.ir
a-azarbakht@araku.ac.ir

۱. مقدمه

معیارهایی را جهت شناسایی سازه‌های نامنظم ارائه کرده‌اند که عموماً به صورت نسبت میزان عامل نامنظمی در طبقات تبیین شده‌اند. به عنوان مثال، در استاندارد ۲۸۰۰ ایران، [۱] آیین‌نامه‌ی ASCE ۷-۱۰، [۲] و دستورالعمل FEMA ۴۵۰، [۳] در صورتی که در سازه‌ی جرم طبقه‌ی بیش‌تر از ۵٪ با جرم طبقه‌ی مجاور تفاوت داشته باشد، به عنوان نامنظم جرمی در امتداد ارتفاع محسوب می‌شود، این مقدار در آیین‌نامه‌ی IS ۱۸۹۳-۲۰۰۲، [۴] ۱۰۰٪ است. برای تشخیص نامنظمی سختی در امتداد ارتفاع که با عنوان طبقه‌ی نرم نیز از آن یاد می‌شود، از کنترل نسبت سختی جانبی هر یک از طبقات سازه به طبقه‌ی فوقانی آن و برای تشخیص نامنظمی مقاومت، که تغییر به طبقه‌ی ضعیف می‌شود، از کنترل نسبت مقاومت جانبی طبقات استفاده می‌شود و مقدار حدی نسبت‌های مذکور برای شناسایی نامنظمی سختی و مقاومت

وجود عواملی مانند ارتفاع بلندتر یکی از طبقات سازه نسبت به طبقات دیگر و یا حذف برخی از اعضا باربر جانبی، مانند: مهاربند، دیوار برشی، یا ستون در طبقه‌ی از سازه و یا حذف میانقاب‌های بنایی در بعضی از طبقات و یا تفاوت چشمگیر وزن طبقات با یکدیگر به دلیل کاربری متفاوت آن‌ها می‌تواند باعث توزیع نامنظم جرم، سختی و یا مقاومت در امتداد ارتفاع ساختمان شود و آن را در تقسیم‌بندی سازه‌ها در زمره‌ی سازه‌های نامنظم مطرح سازد. وجود نامنظمی در سازه می‌تواند رفتار آن را در هنگام تحریک زلزله تحت تأثیر قرار دهد. آیین‌نامه‌های طراحی ساختمان‌ها

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۶/۸/۱۶، اصلاحیه ۱۳۹۶/۱۰/۱۸، پذیرش ۱۳۹۶/۱۰/۲۵.

DOI:10.24200/J30.2018.5396.2238

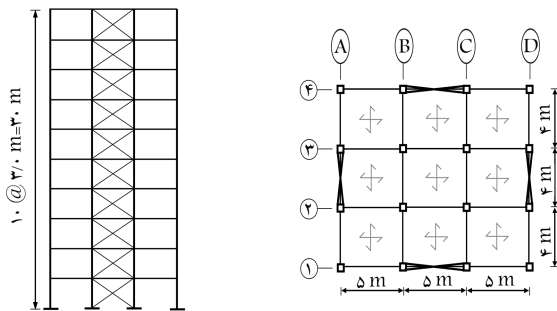
در استاندارد ۲۸۰۰، آیین‌نامه‌ی ASCE 7-۱۰ و دستورالعمل FEMA ۴۵۰ به ترتیب ۷۰ و ۸۰ درصد است، در آیین‌نامه‌های مذکور برای این نسبت‌های مقادیر ۶۰ و ۶۵ درصد به ترتیب برای شناسایی نامنظمی شدید سختی و مقاومت ارائه شده است. در آیین‌نامه‌ی Eurocode ۸،^[۵] به بیان مبهم تغییر ناگهانی جرم، سختی و مقاومت طبقات برای تفکیک سازه‌های نامنظم غیرهندسی در امتداد ارتفاع بسنده شده است. در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌یی عموماً محدودیت‌هایی در استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل برای تعیین نیروهای زلزله‌ی سازه‌های نامنظم در ارتفاع و یا حتی احداث چنین سازه‌هایی در برخی از مناطق لرزه‌خیز در نظر گرفته شده است (مانند: [۳۰-۳۵]) و در برخی از آیین‌نامه‌ها (مانند Eurocode ۸)^[۵] با کاهش مقدار ضریب رفتار، برش پایه‌ی طراحی سازه‌ی نامنظم افزایش داده می‌شود.

وجود نامنظمی در سازه می‌تواند آسیب‌پذیری آن در برابر بارهای لرزه‌یی را افزایش دهد،^[۸،۷] ولیکن با وجود ضوابط و محدودیت‌های ارائه شده برای این‌گونه سازه‌ها توسط آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌یی همچنان تمامی جنبه‌های نامنظمی به‌طور مؤثری شناخته نشده و مستلزم بررسی و مطالعات بیشتری است. تاکنون در پژوهش‌های بسیاری به مطالعه‌ی اثر وجود نامنظمی غیرهندسی در امتداد ارتفاع سازه‌ها پرداخته شده است که عمدتاً معطوف به ارزیابی توانایی و اعتبار روش‌های مختلف جهت تحلیل و تعیین پاسخ سازه‌های نامنظم، میزان تأثیر انواع نامنظمی و موقعیت آن در رفتار سازه، تأثیر نامنظمی از منظر عملکردی احتمالاتی، اثر اندرکنش خاک و سازه و ... بوده است. ملی (۱۹۸۴)،^[۹] چهار ساختمان بتنی مقیاس شده با نامنظمی در امتداد قائم را بر روی میز لرزه مطالعه کرد و در سال ۱۹۸۶،^[۱۰] نیز ضمن استخراج نیازهای لرزه‌یی دو سازه‌ی بتن‌آرمه بر روی میز لرزه تحت اثر رکورد زلزله، تعیین پارامترهای پاسخ سازه‌های نامنظم را با استفاده از روش‌های مختلف تحلیل سازه ارزیابی کرد. رویز و دیدریچ (۱۹۸۹)،^[۱۱] عملکرد لرزه‌یی ساختمان‌های با طبقه‌ی اول ضعیف را با تعیین نیاز شکل‌پذیری طبقه‌ی اول مطالعه کردند.

همچنین بررسی‌های صورت گرفته‌ی نساو و راوینکلر (۱۹۹۱)،^[۱۲] نشان داد که وجود طبقه‌ی اول ضعیف در ساختمان منجر به تشدید نیاز شکل‌پذیری و لنگر واژگونی می‌شود که این نتیجه‌گیری در سال ۱۹۹۷،^[۱۳] تأیید شد. همچنین در سال ۱۹۹۲،^[۱۴] پاسخ لرزه‌یی غیرخطی ساختمان‌های دارای طبقه‌ی اول نرم تحت اثر نگاشت‌های باند باریک با مطالعه‌ی تغییرهایی، نظیر: تعداد طبقات، زمان تناوب اصلی سازه، نحوه‌ی تغییرات سختی طبقه در امتداد ارتفاع و نسبت سختی پس از تسلیم به سختی اولیه بررسی و مشاهده شد که نسبت مقدار متوسط ضریب ایمنی مقاومت جانبی طبقات بالاتر به طبقه‌ی اول، بر بیشینه‌ی نیاز شکل‌پذیری طبقه‌ی اول مؤثر است و میزان تأثیر به زمان تناوب اصلی سازه بستگی دارد. چیتاناپاکدی و چوپا،^[۱۵] با ارزیابی توانایی و دقت روش تحلیل پوش‌آور مودال در برآورد پاسخ سازه‌های دارای نامنظمی سختی و مقاومت در امتداد ارتفاع به این نتیجه دست یافتند که با افزایش تعداد مود، دقت روش مذکور افزایش می‌یابد و در حالتی که نامنظمی در نیمه‌ی پایینی سازه قرار دارد، دقت روش کمتر از حالتی است که نامنظمی در نیمه‌ی فوقانی سازه واقع شده است. ژو و همکاران،^[۱۶] تغییرات مقدار ضریب رفتار سازه‌های دارای نامنظمی را تحت اثر زلزله‌های پالس‌گونه بررسی و نتیجه‌گیری کردند که وجود نامنظمی باعث کاهش ضریب مذکور می‌شود و میزان کاهش به مقدار نسبت نامنظمی بستگی دارد و تعداد طبقات و زمان تناوب اصلی سازه تأثیر چندانی در تغییر ضریب رفتار ندارد. کارواسلیس و همکارانش،^[۱۷] به مطالعه‌ی پاسخ لرزه‌یی غیرارتجاعی قاب‌های مقاوم خمشی دارای نامنظمی جرم در امتداد ارتفاع پرداختند و دریافتند که میزان ورود سازه به محدوده‌ی رفتار غیرخطی و محل قرارگیری طبقات سنگین‌تر، مهم‌ترین نقش را در توزیع نیازهای تغییرشکل در

امتداد ارتفاع سازه بازی می‌کنند و لیکن تأثیر مقدار نسبت جرم در مقدار نیازهای شکل‌پذیری و دریافت تقریباً بدون تأثیر است. نتایج مطالعات ترمبلی و پانست،^[۱۸] بر روی قاب‌های مهاربندی همگرایی فولادی نشان می‌دهد وجود نامنظمی جرمی تأثیر قابل توجهی در پاسخ لرزه‌یی قاب‌ها ندارد. همچنین برخی پژوهشگران،^[۱۹] طی انجام مطالعات دیگری اذعان داشتند که طراحی سازه‌های دارای نامنظمی جرم در امتداد قائم با استفاده از روش استاتیکی خطی، عملکرد نازل‌تری را نسبت به سازه‌ی منظم به همراه خواهد داشت. چیتاناپاکدی و چوپا،^[۲۰] نیز نیازهای لرزه‌یی قاب‌های با نامنظمی سختی و مقاومت در امتداد ارتفاع را مطالعه و ملاحظه کردند که وجود نامنظمی‌های رخ داده می‌تواند منجر به افزایش مقدار دریافت در طبقات نامنظم و طبقات مجاور آن در مقایسه با سازه‌ی منظم شود. العلی و راوینکلر،^[۲۱] با مطالعه‌ی تأثیر نامنظمی جرمی در سازه‌ها نشان دادند نامنظمی جرمی تأثیر محدودی در عملکرد لرزه‌یی ساختمان‌ها دارند و تأثیر وجود نامنظمی در طبقه‌ی فوقانی بیشتر از تأثیر وجود آن در طبقه‌ی میانی یا تحتانی سازه است. داس و ناو،^[۲۲] نیز با انجام تحلیل‌های تاریخی زمانی خطی و غیرخطی بر روی سازه‌های بتنی با سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه با حالت‌های مختلف نامنظمی دریافتند که محدودیت‌های آیین‌نامه‌یی ذکر شده برای کاربرد روش تحلیل استاتیکی معادل برای سازه‌های نامنظم ضروری نیست. چوی (۲۰۰۴)،^[۲۳] نیز نشان داد که نامنظمی جرمی عامل مهمی در پاسخ لرزه‌یی ساختمان‌ها محسوب می‌شود. همچنین فراگیا داکیس و همکارانش،^[۲۴] نتیجه‌گیری کردند که وجود نامنظمی در امتداد ارتفاع ساختمان منجر به پاسخ‌های متفاوتی می‌شود که به موقعیت نامنظمی و رکورد اعمالی بستگی دارد. همچنین ساداشیوا و همکارانش،^[۲۵] ملاحظه کردند که تأثیر نامنظمی به مدل سازه‌یی و مقدار و موقعیت نامنظمی بستگی دارد. هادیانفرد و قدمی،^[۲۶] نیز دقت روش‌های مختلف در تعیین نیازهای سازه‌های نامنظم جرمی را بررسی کردند و نشان دادند روش تحلیل استاتیکی خطی برای محاسبه‌ی برش طبقات، غیرایمن و فاقد دقت کافی است؛ ولیکن معمولاً برای محاسبه‌ی دریافت طبقات ایمن است. آنها نشان دادند که موقعیت و میزان نامنظمی جرمی تأثیر چندانی در برش طبقه ندارد. پیری‌زاده و شکیب،^[۲۷] با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بر روی ساختمان‌های فولادی با سیستم باربر جانبی قاب خمشی با انواع حالت‌های نامنظمی غیرهندسی، تأثیر وجود نامنظمی و موقعیت آن را در ظرفیت لرزه‌یی سطوح عملکرد، دوره‌ی بازگشت عبور از سطوح عملکرد آستانه‌ی فروریزش (CP)^۱ و ناپایداری کلی (GI)^۲ و سطح اطمینان در دستیابی به اهداف عملکردی را مطالعه کردند. راجیو و تسفاماریام،^[۲۸] نیز ضمن استخراج منحنی‌های شکنندگی سازه‌های دارای طبقه‌ی نرم نتیجه‌گیری کردند که نامنظمی سختی تأثیر قابل توجهی در نیازهای لرزه‌یی احتمالاتی دارد. همچنین همایی و همکاران،^[۲۹] تأثیر وجود نامنظمی‌های غیرهندسی در عملکرد لرزه‌یی قاب‌های خمشی فولادی را با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه با رویکرد عملکردی احتمالاتی بررسی و ملاحظه کردند که انعطاف‌پذیری فونداسیون منجر به تمرکز آسیب در طبقه‌ی پایین و نامنظمی افزایش نیاز جابه‌جایی در طبقات پایین‌تر را به همراه دارد. شکیب و همکاران،^[۳۰] نیز تأثیر وجود نامنظمی‌های غیرهندسی در عملکرد لرزه‌یی سازه‌های با سیستم باربر جانبی قاب مهاربندی کم‌انرژی تاب را از طریق استخراج منحنی‌های شکنندگی مطالعه کردند و براساس نتایج حاصل به تأثیر بیشتر نامنظمی ترکیب سختی و مقاومت و تأثیر کمتر نامنظمی جرم در افزایش احتمال تجاوز نیاز از ظرفیت اشاره کردند.

محدودیت‌های ارتفاعی متفاوت ارائه شده توسط آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌یی در به‌کارگیری سیستم‌های باربر جانبی مختلف و همچنین مشکلات موجود در تأمین سختی جانبی طبقات سازه برای کنترل تغییرمکان نسبی طبقات در حالت استفاده



الف) پلان ساختمان؛
ب) قاب واقع در محور شماره ۱ و ۴

شکل ۱. پیکربندی ساختمان‌های مورد مطالعه.

۵ درصد جرم برای ایجاد نامنظمی جرم لحاظ شده و نسبت سختی جانبی ۷۰ و ۶۰ درصدی در موضع ناپیوستگی به ترتیب برای ایجاد طبقه نرم و خیلی نرم و نسبت مقاومت جانبی ۸۰ و ۶۵ درصدی در موقعیت ناپیوستگی به ترتیب برای ایجاد طبقه ضعیف و خیلی ضعیف و برای ایجاد نامنظمی مرکب طبقه نرم و ضعیف همچنین طبقه خیلی نرم و خیلی ضعیف از مقادیر ذکر شده اخیر استفاده شده است. نامنظمی‌ها در ۳ موقعیت طبقه اول، طبقه پنجم (میانه ارتفاع سازه)، و نیمه‌ی تحتانی سازه اعمال شده است. بدین ترتیب با در نظر گرفتن حالت‌های پیش گفته، میزان و موقعیت‌های مختلف قرارگیری نامنظمی در امتداد ارتفاع مجموعاً ۲۱ سازه نامنظم تحلیل و بررسی شده‌اند. در شکل ۲، شمای کلی توزیع مشخصات سازه‌ی در امتداد ارتفاع سازه‌های نامنظم و سازه‌ی منظم مرجع نشان داده شده است. نام اختصاری مربوط به هر یک از سازه‌ها در زیر آن قید شده است، که عبارت Reg معرف سازه‌ی منظم و برای سازه‌های نامنظم، عبارت اول نشان‌دهنده‌ی نوع نامنظمی و عبارت داخل پرانتز موقعیت وجود نامنظمی را نشان می‌دهد و مقدار درج شده پس از پرانتز، مبین مقدار نسبت عامل نامنظمی در موقعیت نامنظمی به مقدار متناظر در طبقه فوقانی آن است، به عنوان مثال نام اختصاری ۷/۵K(۱:۵) گویای وجود نامنظمی سختی در طبقات اول تا پنجم سازه با مقدار ۷/۵ نسبت به قسمت فوقانی است. برای ایجاد نامنظمی سختی و مقاومت به ترتیب مدول یانگ (E) و مقاومت تسلیم (F_y) کلیه‌ی اعضای سیستم باربر جانبی شامل تیرها، ستون‌ها، و مهاربندهای طبقه یا طبقات مورد نظر از سازه‌ی منظم با استفاده از ضریب نامنظمی کاهش داده شده است. پس از آن برای اینکه عامل تفاوت سازه‌ها، فقط عامل نامنظمی باشد، با تغییر جرم، مدول یانگ و یا مقاومت تسلیم کلیه‌ی اعضای سیستم باربر جانبی در تمامی طبقات با اعمال ضریبی مناسب (α_i و β_i یا γ_i (۱:۱۲)) مقدار مقاومت جانبی، سختی جانبی و زمان تناوب اصلی نوسان سازه‌ها یکسان نگه داشته شده است.

۳. مدل‌سازی عددی و تحلیل دینامیکی فزاینده

برای مدل‌سازی سازه‌ها از نرم‌افزار OpenSees^[۳۲] استفاده شده است. با توجه به تقارن سازه‌ها در پلان در تمامی طبقات و مطالعه‌ی پاسخ آن‌ها تحت اثر فقط یکی از مؤلفه‌های زلزله در راستای طولی ساختمان، برای کاهش حجم نتایج و افزایش سرعت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، نیمی از قاب‌های مقاوم در برابر نیروی زلزله مدل‌سازی شده‌اند و به دلیل وجود دیافراگم صلب در تراز طبقات و تغییر مکان یکسان تمامی نقاط سقف در هر طبقه، قاب‌های مذکور در یک صفحه مدل‌سازی و با اعمال

از برخی سیستم‌های باربر جانبی (مانند قاب خمشی) و تعداد درجه‌های نامعینی و ظرفیت شکل‌پذیری پایین در برخی از سیستم‌های باربر جانبی دیگر (مانند قاب مهاربندی همگرا)، طراحان را به استفاده از سیستم‌های باربر جانبی دوگانه برای سازه‌های میان‌مرتبه و بلند ترغیب می‌کند تا از این رهیافت امکان جبران کردن معایب سیستم باربر جانبی قاب خمشی با قابلیت‌های موجود در سیستم قاب مهاربندی همگرا و بالعکس فراهم شود. با توجه به اینکه مطالعات صورت گرفته در زمینه نامنظمی سازه‌ها در امتداد ارتفاع عمدتاً شامل سازه‌های با سیستم باربر جانبی قاب خمشی بوده‌اند و به بررسی تأثیر وجود نامنظمی در سازه‌های با سیستم دوگانه پرداخته نشده است، در پژوهش حاضر به بررسی تأثیر نامنظمی‌های غیرهندسی در رفتار سازه‌های فولادی با سیستم باربر جانبی دوگانه متشکل از قاب خمشی ویژه و قاب مهاربندی همگرای ویژه به عنوان هدف پرداخته و در این راستا، یک مجموعه از ساختمان‌های ۱۰ طبقه با سیستم باربر جانبی دوگانه با حالت‌های مختلف ناپیوستگی جرم، سختی و یا مقاومت در موقعیت‌های مختلف در نظر گرفته شده و اثر نامنظمی در عملکرد لرزه‌ی سازه با رویکردی احتمالاتی بررسی شده است. لذا توزیع نیاز لرزه‌ی در امتداد ارتفاع، احتمال عبور از حالت‌های حدی و سطح اطمینان تأمین اهداف عملکردی سازه‌های نامنظم با سازه‌ی منظم مرجع مقایسه شده است.

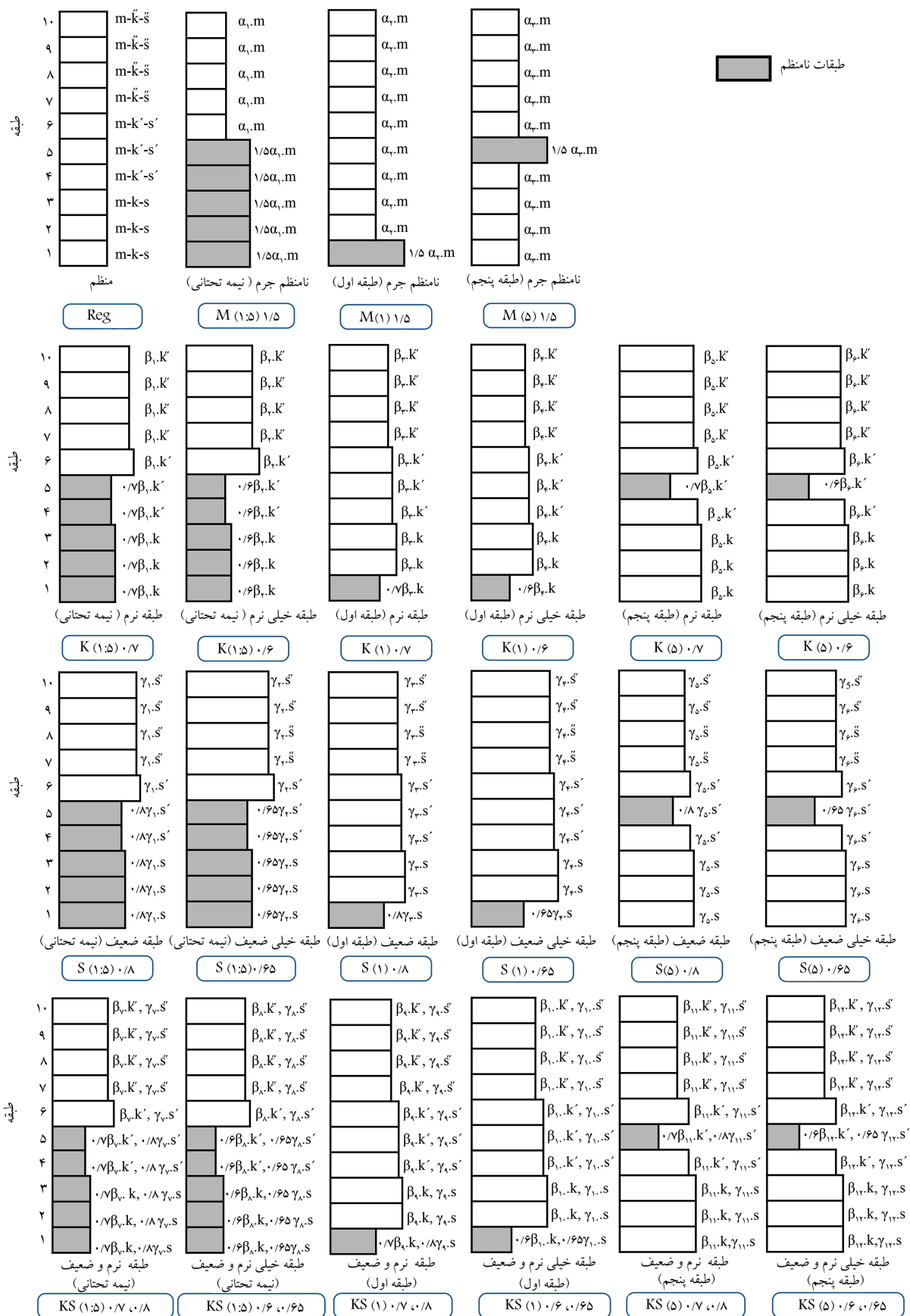
۲. سازه‌های مورد مطالعه

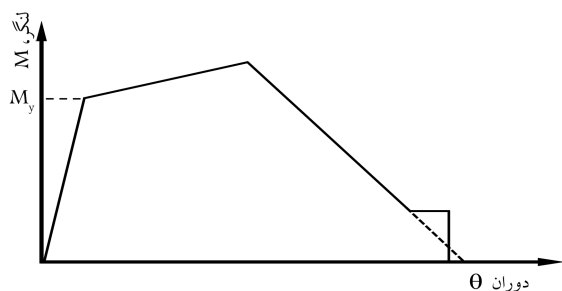
۲.۱. قاب‌های فولادی

سازه‌های مورد مطالعه در پژوهش حاضر، عبارت از سازه‌های ۱۰ طبقه‌ی هستند که پلان و نمای آن‌ها در شکل ۱ مشاهده می‌شود و ارتفاع تمامی طبقات سازه ۳ متر است. برای تحمل بارهای جانبی از سیستم باربر جانبی دوگانه، متشکل از قاب‌های خمشی ویژه و قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه استفاده شده است که در ادامه‌ی نوشتار برای رعایت اختصار به ذکر عبارت سیستم دوگانه برای بیان سیستم لرزه‌بر ذکر شده اکتفا شده است. به این منظور در هر یک از دو جهت اصلی ساختمان از ۴ قاب خمشی ویژه و ۲ قاب مهاربندی همگرای ویژه با مهاربندهای ضربدری استفاده شده است. طراحی لرزه‌ی سازه بر مبنای ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران صورت پذیرفته و فرض شده است که ساختمان‌های نمونه براساس استاندارد ۲۸۰۰ در منطقه‌ی با خطر نسبی خیلی زیاد زلزله (مانند تهران) با شتاب مبنای $0.35g$ و بر روی خاک نوع II واقع شده‌اند. بارهای ثقلی مرده و زنده‌ی طبقات سازه به ترتیب برابر با ۶ و ۲ کیلو نیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است. دیافراگم سقف طبقات صلب است و لذا نیروی جانبی زلزله در هر طبقه بر مرکز جرم طبقه که به علت تقارن سازه در پلان بر مرکز سختی منطبق است، وارد می‌شود و به نسبت سختی نسبی بین قاب‌های باربر جانبی تقسیم می‌شود.^[۳۱] مقاطع استفاده شده در طراحی تیرهای سازه، پروفیل‌های IPE و برای ستون‌ها و مهاربندها، مقطع باکس هستند. زمان تناوب اصلی سازه در راستای طولی سازه که رفتار آن بررسی شده است، برابر با ۱/۱۲ ثانیه بوده است.

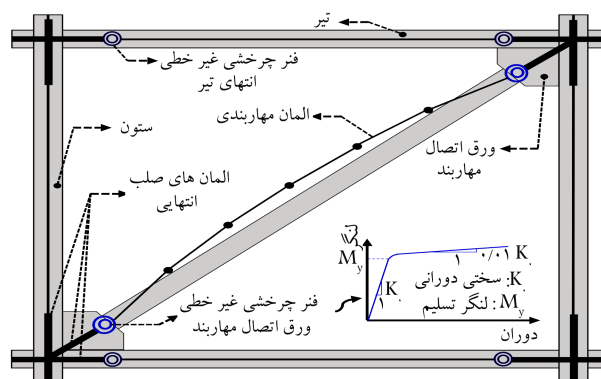
۲.۲. نامنظمی در امتداد ارتفاع ساختمان

حالت‌های نامنظمی مورد مطالعه، شامل: نامنظمی جرم (M)، سختی (K)، مقاومت (S) و ترکیب سختی و مقاومت (KS) هستند، که برای ایجاد آن‌ها از مقادیر ناپیوستگی ارائه شده توسط آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ استفاده شده است. بر این اساس میزان ناپیوستگی





شکل ۴. نمای شماتیک منحنی رفتاری مصالح ایبارا - مدینا - راینکالر. [۳۴].



شکل ۵. المان بندی اعضا در دهانه های مهاربندی.

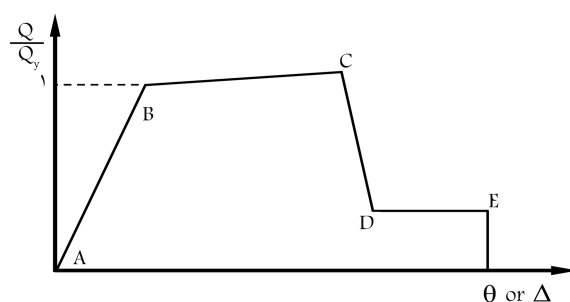
داشته است. در روش IDA، سطح خطر لرزه‌ی ساختمان سازه توسط شدت لرزه‌ی معرفی می‌شود، که در مطالعه‌ی حاضر از شتاب طیفی مود اول نوسان سازه با میرایی ۵٪ به عنوان معیار شدت لرزه‌ی (IM) ۴ و از نسبت دریافت بیشینه به عنوان پارامتر نیاز مهندسی (EDP) ۵ استفاده شده است. بررسی‌های شومه و کرنل، [۳۸] نشان می‌دهد که برای ساختمان‌های میان‌مرتبه به کارگیری ۱۰ تا ۲۰ رکورد زلزله برای تعیین نیازهای لرزه‌ی کفایت می‌کند، بنابراین در پژوهش حاضر از ۲۵ رکورد زلزله (جدول ۱)، که بر روی خاک نوع II براساس دسته‌بندی استاندارد ۲۸۰۰ ایران ثبت شده‌اند و دارای بزرگای گشتاوری ۶/۵ تا ۷/۶ و بدون هرگونه اثر جهت‌پذیری مربوط به زلزله‌های نزدیک گسل هستند، [۳۹] جهت انجام تحلیل‌های IDA استفاده شده است. منحنی‌های IDA سازه‌های منظم و نامنظم طی اعمال رکوردهای زلزله ایجاد و عملکرد لرزه‌ی احتمالاتی سازه‌ها ارزیابی شده است.

۴. ارزیابی عملکرد سازه‌ی

به منظور تعیین اثر نامنظمی در عملکرد سازه‌ی ساختمان‌های فولادی با سیستم دوگانه، ظرفیت‌های حالات حدی، توزیع نیازهای لرزه‌ی در امتداد ارتفاع ساختمان، ضریب شکل‌پذیری سازه در سطوح عملکرد مختلف، احتمال عبور از حالت‌های حدی و سطح اطمینان دستیابی به اهداف عملکرد ردی سازه‌های نامنظم تعیین و با مقادیر نظیر از سازه‌ی منظم مقایسه شده است. در بخش‌های آتی، موارد مذکور ارائه و بحث و بررسی شده‌اند.

۱.۴. ظرفیت‌های حالات حدی و توزیع نیاز لرزه‌ی در امتداد ارتفاع ساختمان

برای بررسی آثار نامنظمی‌های غیرهندسی در امتداد ارتفاع سازه در پاسخ لرزه‌ی و



شکل ۳. نمای شماتیک منحنی رفتاری ۱۳-۴۱ ASCE برای مدل‌سازی مفاصل خمیری تیرها و ستون‌های سازه. [۳۳]

قیود مناسبی وجود دیافراگم صلب لحاظ شده است. هر یک از تیرها و ستون‌های سازه با استفاده از ۵ المان، شامل: یک المان تیر - ستون کشسان در قسمت میانی، دو المان با مشخصات مکانیکی مناسب جهت مدل‌سازی صلیبیت در محل اتصال اعضا، و دو فتر چرخشی برای شبیه‌سازی مفاصل خمیری واقع در دو انتهای عضو مدل‌سازی شده‌اند. مشخصات لنگر - دوران فنرهای چرخشی با استفاده از منحنی رفتاری ارائه شده توسط آیین‌نامه‌ی ۱۳-۴۱ ASCE، [۳۳] (مطابق شکل ۳) معرفی شده است.

از قابلیت برنامه‌ی OpenSees جهت در نظر گرفتن افت مقاومت و سختی در مفاصل خمیری در محدوده‌ی رفتار غیرخطی با استفاده از مصالح توسعه‌یافته توسط ایبارا - مدینا - راینکالر، [۳۴] با منحنی رفتاری نشان داده شده در شکل ۴ استفاده شده است. با توجه به مقدار قابل توجه نیروی محوری موجود در ستون‌های واقع در طرفین دهانه‌ی مهاربندی و اهمیت اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در آن‌ها، از المان‌های تیر - ستون غیرخطی مبتنی بر نیرو با مقاطع فایبری برای مدل‌سازی اعضا مذکور استفاده شده است، که تغییرات تنش - کرنش هر یک از فایبرها از مدل رفتاری تنش - کرنش سینماتیک دوخطی تبعیت می‌کند، که در برنامه‌ی OpenSees با استفاده از مصالح Steel ۰۲ صورت پذیرفته است. برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی مهاربندها و رفتار پس‌کمانشی آن‌ها و مشارکت ورق‌های اتصال مهاربندها و ناحیه‌ی صلب واقع در محل اتصال اعضا، از ۱۰ المان برای مدل‌سازی هر یک از مهاربندها استفاده شده است. در این راستا، برای هر یک از مهاربندها از ۶ المان تیر - ستون غیرخطی مبتنی بر نیرو با مقطع فایبری استفاده شده است که در میانه‌ی طول دارای خروج از مرکزیت اولیه‌ی برابر با ۰/۰۰۱ طول مهاربند است. اختصاص خروج از مرکزیت اشاره شده، ایجاد کمانش مهاربند تحت اثر نیروی فشاری را به‌طور مؤثری ممکن می‌سازد. [۳۵] شکست ناشی از خستگی کم چرخه نیز با مدل مصالح خستگی شبیه‌سازی شده است که براساس قاعده‌ی تجمع خطی کرنش با استفاده از رابطه‌ی کافین - مانسون، [۳۶] عمل می‌کند. در دو انتهای مهاربند، یک فتر چرخشی برای شبیه‌سازی رفتار ورق اتصال تعبیه شده است که تغییرات لنگر - دوران آن مبتنی بر سختی و مقاومت ورق اتصال مهاربند است، و فنرهای مذکور با استفاده از یک المان صلب به گره اتصال اعضا متصل شده‌اند. شمای کلی مدل‌سازی اعضا مهاربندی در شکل ۵ مشاهده می‌شود. آثار $P - \Delta$ در سازه با استفاده از گزینه‌ی انتقال هندسی ماتریس سختی در برنامه در نظر گرفته شده است.

ارزیابی رفتار لرزه‌ی سازه‌های مورد مطالعه با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی فزاینده (IDA) ۳ تحت مجموعه‌ی از رکوردهای مقیاس شده با شدت‌های متفاوت انجام شده، [۳۷] و امکان رصد پاسخ سازه از حالت کشسان تا ناپایداری کلی وجود

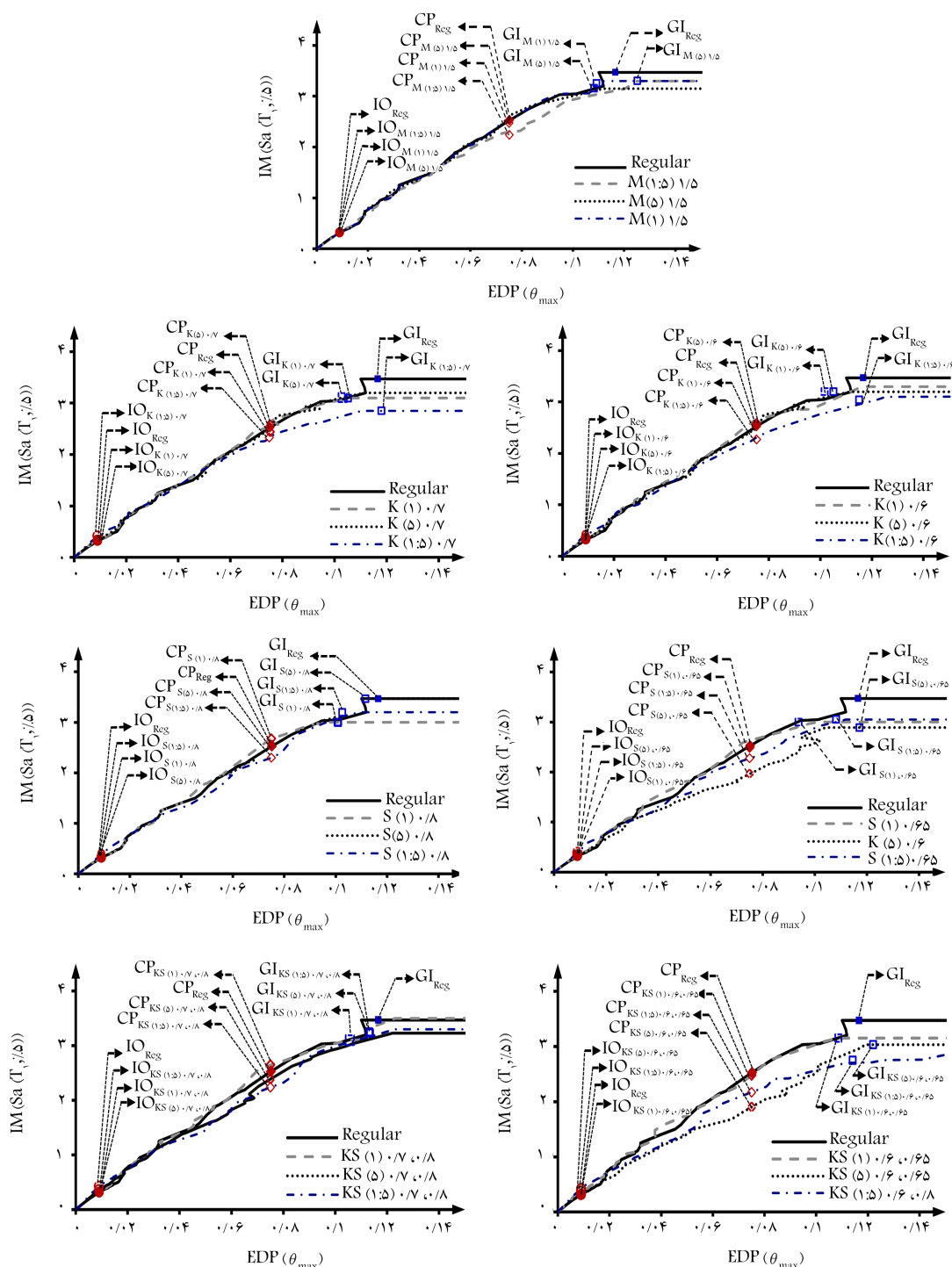
جدول ۱. رکوردهای زلزله‌ی مشخصات نگاشت‌های زلزله‌ی مورد استفاده در تحلیل IDA سازه‌ها.

شماره‌ی نگاشت	رویداد	ایستگاه	بزرگی	فاصله (کیلومتر)	بیشینه‌ی شتاب زمین (g)
۱	Kobe, Japan, ۱۹۹۵	Nishi-Akashi, ۰۹°	۶٫۹	۲۵٫۲	۰٫۵
۲	Kobe, Japan, ۱۹۹۵	Shin-Osaka, ۰°	۶٫۹	۲۸٫۵	۰٫۲۴
۳	Kocaeli, Turkey, ۱۹۹۹	Arcelik, ۰°	۷٫۵	۱۳٫۵	۰٫۲۲
۴	San Fernando, ۱۹۷۱	LA-Hollywood Stor FF, ۰۹°	۶٫۶	۲۵٫۹	۰٫۲۱
۵	Landers, ۱۹۹۲	Coolwater, LN	۷٫۳	۲°	۰٫۲۸
۶	Landers, ۱۹۹۲	Coolwater, TR	۷٫۳	۲°	۰٫۴۲
۷	Superstition Hills, ۱۹۸۷	Poe Road(temp), ۲۷°	۶٫۵	۱۱٫۷	۰٫۴۵
۸	Superstition Hills, ۱۹۸۷	Poe Road(temp), ۳۶°	۶٫۵	۱۱٫۷	۰٫۳
۹	Hector Mine, ۱۹۹۹	Hector, ۰°	۷٫۱	۱۲	۰٫۲۷
۱۰	Manjil, Iran, ۱۹۹۰	Abbar, T	۷٫۴	۱۳	۰٫۵
۱۱	Chi-Chi, Taiwan, ۱۹۹۹	TCU ۰۴۵, E	۷٫۶	۲۶٫۸	۰٫۴۷
۱۲	Chi-Chi, Taiwan, ۱۹۹۹	TCU ۰۴۵, N	۷٫۶	۲۶٫۸	۰٫۵۱
۱۳	Friuli, Italy, ۱۹۷۶	Tolmezzo, ۰°	۶٫۵	۱۵٫۸	۰٫۳۵
۱۴	Landers, ۱۹۹۲	Yermo Fire Station, ۲۷°	۷٫۳	۲۳٫۸	۰٫۲۴
۱۵	Landers, ۱۹۹۲	Yermo Fire Station, ۳۶°	۷٫۳	۲۳٫۸	۰٫۱۵
۱۶	Loma Prieta, ۱۹۸۹	Gilroy Array #۳, ۰°	۶٫۹	۱۲٫۸	۰٫۵۶
۱۷	Northridge, ۱۹۹۴	W Lost Cany, ۰°	۶٫۷	۱۲٫۴	۰٫۴۱
۱۸	Northridge, ۱۹۹۴	W Lost Cany, ۲۷°	۶٫۷	۱۲٫۴	۰٫۴۸
۱۹	San Fernando, ۱۹۷۱	LA-Hollywood Stor FF, ۱۸°	۶٫۶	۲۵٫۹	۰٫۱۷
۲۰	Kocaeli, Turkey, ۱۹۹۹	Duzce, ۱۸°	۷٫۵	۱۵٫۴	۰٫۳۱
۲۱	Kocaeli, Turkey, ۱۹۹۹	Duzce, ۲۷°	۷٫۵	۱۵٫۴	۰٫۳۶
۲۲	Loma Prieta, ۱۹۸۹	Capitola, ۰°	۶٫۹	۳۵٫۵	۰٫۵۳
۲۳	Loma Prieta, ۱۹۸۹	Capitola, ۰۹°	۶٫۹	۳۵٫۵	۰٫۴۴
۲۴	Imperial Valley, ۱۹۷۹	Delta, ۲۶۲	۶٫۵	۲۲٫۵	۰٫۲۴
۲۵	Imperial Valley, ۱۹۷۹	Delta, ۳۵۲	۶٫۵	۲۲٫۵	۰٫۳۵

در شدت‌های لرزه‌ی تا قبل از سطح عملکرد CP تغییر چندانی محسوس در منحنی‌های IDA میانه مشاهده نمی‌شود، ولیکن پس از عبور عملکرد سازه‌ها از سطح عملکرد CP، ظرفیت شدت لرزه‌ی سازه‌های نامنظم سختی کاهش یافته و این تغییر در سطح عملکرد GI مشهودتر است که میزان کاهش بین ۸ تا ۱۲ درصد است. تفاوت بین ظرفیت شدت لرزه‌ی سازه‌های دارای طبقه‌ی نرم و خیلی نرم در سطح عملکرد GI به بیشینه‌ی ۴٪ رسیده است. نرم‌شدگی در نیمه‌ی تحتانی سازه، تأثیر چشمگیرتری در ظرفیت لرزه‌ی سازه‌ها در سطوح عملکرد CP و GI داشته است، به گونه‌ی که وجود نامنظمی سختی در طبقه‌ی اول یا پنجم منجر به بیشینه‌ی کاهش برابر با ۴٪ در ظرفیت لرزه‌ی سطح عملکرد CP نسبت به سازه‌ی منظم شده است؛ در حالی که کاهش مذکور در حالت وجود طبقه‌ی نرم در نیمه‌ی تحتانی سازه به مرز ۱۰٪ نیز رسیده و این رویه در سطح عملکرد GI باعث کاهش ظرفیت شدت لرزه‌ی تا ۱۱ و ۱۸ درصد به ترتیب برای حالت وجود ناپیوستگی سختی در طبقه‌ی اول یا پنجم و نیمه‌ی تحتانی سازه شده است. همانند انواع دیگر نامنظمی، در سطح عملکرد IO وجود نامنظمی مقاومت، تأثیر ملموسی در ظرفیت شدت لرزه‌ی سازه‌ها نداشته است، ولیکن در سطوح عملکرد CP و GI باعث کاهش ظرفیت شدت لرزه‌ی شده است، با افزایش میزان نامنظمی مقاومت از حالت طبقه‌ی ضعیف به طبقه‌ی خیلی ضعیف،

ظرفیت سازه‌ها، منحنی میانه‌ی IDA هر یک از سازه‌های نامنظم و سازه‌ی منظم مطابق شکل ۶ مقایسه شده است.

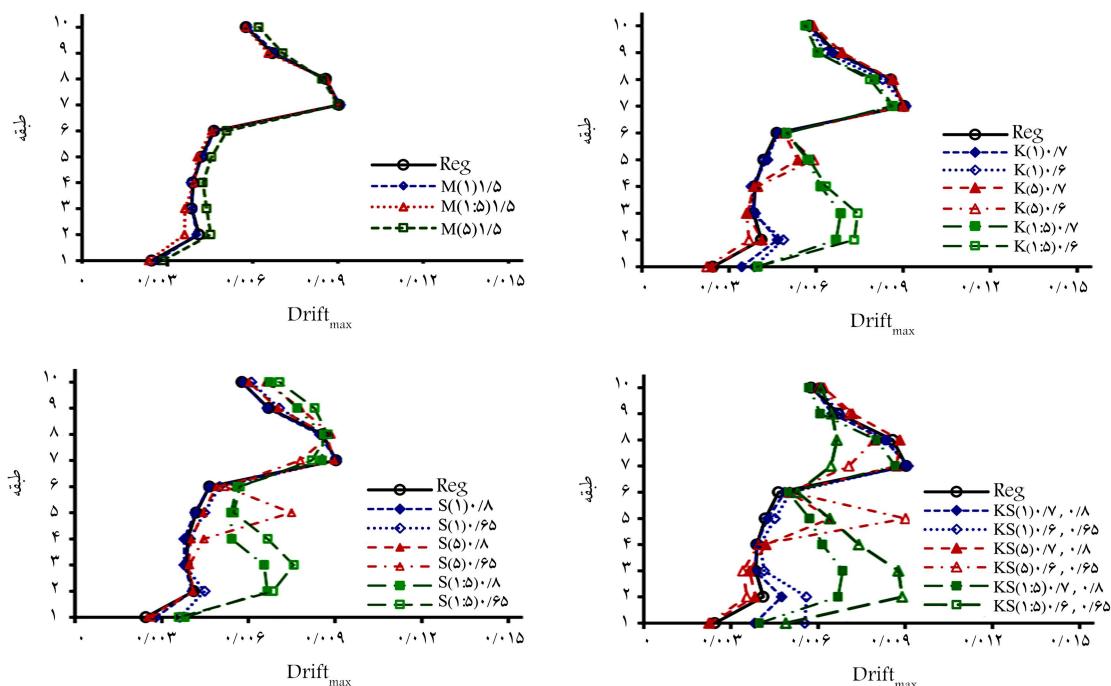
سطوح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه (IO) ۶، آستانه‌ی فروریزش (CP) و ناپایداری دینامیکی کلی (GI) بر روی یک از این منحنی‌ها نشان داده شده است. براساس پژوهش فدایی و همکاران،^[۴۱] مقدار دررفت ۰٫۹٪ برای تعیین سطح عملکرد IO و مقدار دررفت ۷٫۵٪ یا کاهش شیب مماس بر منحنی IDA به ۲۰٪ مقدار اولیه‌ی آن در ناحیه‌ی کشسان برای تعیین سطح عملکرد CP استفاده شده است. حالت حدی GI متناظر با حالتی در نظر گرفته شده است که منحنی IDA به صورت افقی درآید.^[۴۱] براساس مشاهده‌های شکل ۶، این نتایج حاصل شده است: در سطح عملکرد IO، ظرفیت شدت لرزه‌ی سازه تحت تأثیر وجود نامنظمی جرم قرار نگرفته است، در سطح عملکرد CP، نامنظمی جرمی موجود در نیمه‌ی تحتانی سازه باعث کاهش ظرفیت شدت لرزه‌ی تا ۱۱٪ نسبت به سازه‌ی منظم شده است و لیکن ناپیوستگی جرم در طبقه‌ی اول یا پنجم، تأثیر قابل توجهی در ظرفیت شدت لرزه‌ی در این سطح عملکرد نداشته است. این نوع نامنظمی کاهش ظرفیت شدت لرزه‌ی سازه به میزان ۵ تا ۹ درصد در سطح عملکرد GI را به همراه داشته و بیشتر متأثر از ناپیوستگی جرم در طبقه‌ی میانی سازه بوده است. در حالت نامنظمی طبقه‌ی نرم و خیلی نرم در موقعیت‌های مختلف،



شکل ۶. منحنی‌های میانه سازه‌های منظم و نامنظم و سطوح عملکرد آن.

ظرفیت شدت لرزه‌ای تا بیشینه ۲۳ و ۱۷ درصد به ترتیب در سطوح عملکرد CP و GI کاسته شده است. کمترین کاهش در ظرفیت شدت لرزه‌ای در حالت وجود طبقه‌ای ضعیف در طبقه میانی و بیشترین کاهش در حالت طبقه‌ای خیلی ضعیف در همین موضوع است. در این نوع نامنظمی با افزایش میزان نامنظمی، تأثیر موقعیت نامنظمی در عملکرد سازه اهمیت بیشتری می‌یابد، به طوری که با تغییر میزان نامنظمی از طبقه‌ای ضعیف به طبقه‌ای خیلی ضعیف، میزان بیشینه کاهش ظرفیت شدت لرزه‌ای در سطح عملکرد CP از ۹٪ در حالت وجود نامنظمی در

نیمه‌ی تحتانی سازه به ۲۲٪ در حالت وجود نامنظمی در طبقه‌ی پنجم رسیده است. عموماً وجود نامنظمی سختی و مقاومت به طور هم‌زمان موجب کاهش ظرفیت شدت لرزه‌ای سازه می‌شود. وجود نامنظمی سختی و مقاومت در طبقه‌ی اول سازه، تأثیر ملموسی در ظرفیت شدت لرزه‌ای سازه نداشته است و در حالت وجود نامنظمی مرکب مذکور در طبقه‌ی پنجم، ظرفیت شدت لرزه‌ای متناظر با سطح عملکرد CP به میزان ۶٪ و در صورت وجود نامنظمی شدید تا ۲۵٪ کاهش یافته و در حالت



شکل ۷. توزیع نیاز لرزه‌ی در امتداد ارتفاع سازه‌های نامنظم در سطح عملکرد IO در مقایسه با سازه‌ی منظم.

نامنظمی و طبقه‌ی مجاورش و کاهش نیاز در طبقات دیگر سازه شده و لیکن وجود نامنظمی در نیمه‌ی تحتانی سازه فقط باعث کاهش نیاز لرزه‌ی در نیمه‌ی فوقانی سازه شده است. افزایش میزان نامنظمی تشدید رویه‌ی ذکر شده را به همراه داشته است.

همان‌گونه که در شکل ۹ مشاهده می‌شود، در سطح عملکرد GI، عمدتاً وجود نامنظمی منجر به افزایش نیاز لرزه‌ی در موقعیت نامنظمی شده و سازه در نیاز لرزه‌ی پایین‌تری نسبت به سازه‌ی منظم دچار ناپایداری دینامیکی کلی شده است. به عبارتی از بخشی از ظرفیت شکل‌پذیری ذخیره‌ی موجود در سازه استفاده نشده است. همانند سطوح عملکرد IO و CP، در سطح عملکرد GI نیز وجود نامنظمی همزمان سختی و مقاومت، بیشترین تأثیر را در توزیع نیاز لرزه‌ی در امتداد ارتفاع سازه داشته و وجود نامنظمی در نیمه‌ی تحتانی سازه، منجر به وقوع بیشترین اختلاف در مقدار نیاز نسبت به سازه‌ی منظم شده است. در سازه‌هایی که دارای نامنظمی مقاومت هستند، در سطح عملکرد GI تفاوت قابل ملاحظه‌ی بین نیاز موضع نامنظمی و طبقات دیگر وجود دارد و در موقعیت نامنظمی، نیاز تغییرمکانی به شدت افزایش یافته است، در حالی که نیاز مشاهده شده در طبقات دیگر، رشد چندانی را تجربه نکرده است.

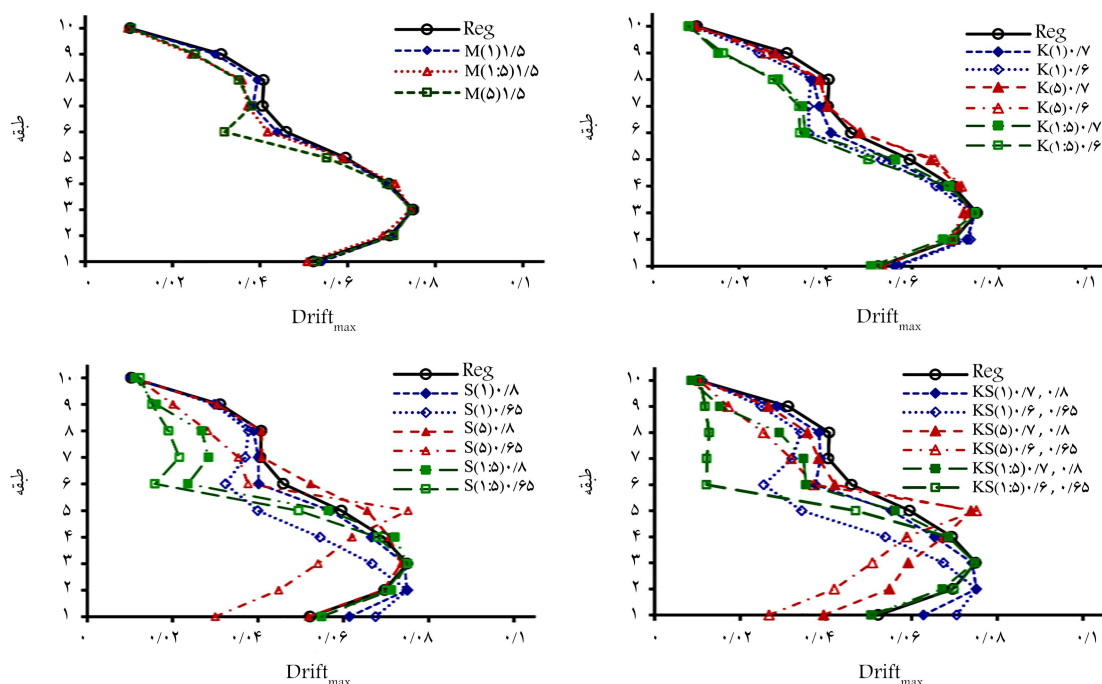
۲.۴. ضرایب شکل‌پذیری سطوح عملکرد

ظرفیت سازه در تجربه‌ی تغییرشکل‌های خمیری بدون افت قابل توجه مقاومت به شکل‌پذیری سازه موسوم است. میزان شکل‌پذیری سازه در هر یک از سطوح عملکرد از منظر میزان قابلیت سازه در تجربه‌ی تغییرشکل‌های غیرارتجاعی و استهلاک انرژی در آن سطح عملکرد حائز اهمیت است. در بخش حاضر، تأثیر وجود نامنظمی در سازه‌های با سیستم باربر جانبی دوگانه در شکل‌پذیری سازه در دو سطح عملکرد CP و GI بررسی شده است. بدین منظور ضریب شکل‌پذیری سازه در هر یک از سطوح عملکرد از تقسیم بیشینه‌ی دررفت ایجاد شده در

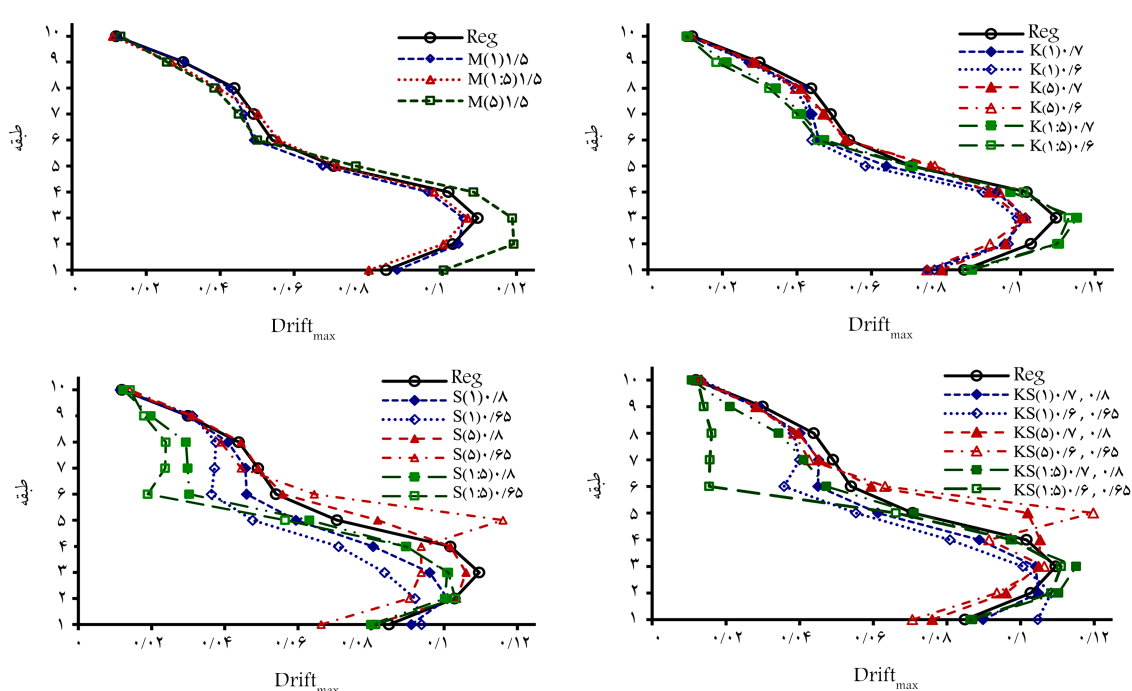
نامنظمی هم‌زمان سختی و مقاومت در نیمه‌ی تحتانی، ظرفیت شدت لرزه‌ی بین ۱۱ تا ۱۴ درصد کاهش یافته است. همین رویه در سطح عملکرد GI نیز مشاهده می‌شود. به‌طورکلی نرخ کاهش ظرفیت شدت لرزه‌ی سازه با افزایش میزان نامنظمی در سازه‌ی که ناپوستگی سختی و مقاومت در نیمه‌ی تحتانی آن واقع شده است، شدیدتر است.

در شکل ۷، میانه‌ی توزیع نیاز لرزه‌ی سازه‌ی منظم و سازه‌های نامنظم در امتداد ارتفاع سازه در سطح عملکرد IO نشان داده شده است. عموماً در سطح عملکرد IO، مقدار میانه‌ی بیشینه‌ی نیاز لرزه‌ی در طبقات فوقانی بیشتر از مقدار آن در طبقات پایین‌تر است و با ایجاد نامنظمی، مقدار نیاز لرزه‌ی در موضع ناپوستگی افزایش می‌یابد، که میزان افزایش به نوع نامنظمی وابسته است. نامنظمی جرم کمترین تأثیر (به‌طور میانگین ۱۱٪) و نامنظمی همزمان سختی و مقاومت بیشترین تأثیر (به‌طور متوسط ۱۲۷٪) را در تشدید نیاز لرزه‌ی در موضع نامنظمی داشته‌اند. همچنین بیشترین تغییرات نیاز لرزه‌ی در امتداد ارتفاع سازه نسبت به توزیع نیاز در سازه‌ی منظم، در حالت وجود نامنظمی‌ها در نیمه‌ی تحتانی مشاهده شده است، در سازه‌ی دارای نامنظمی سختی در نیمه‌ی تحتانی، نیاز لرزه‌ی در ۵ طبقه‌ی اول به‌طور متوسط تا ۶۳٪ افزایش یافته است. افزایش میزان نامنظمی، افزایش میزان نیاز لرزه‌ی را به دنبال دارد، و در حالت وجود نامنظمی سختی، بیشترین تأثیر میزان نامنظمی مربوط به حالت طبقه‌ی اول نرم می‌شود که با تغییر نامنظمی از طبقه‌ی نرم به طبقه‌ی خیلی نرم (رشد ۱۰ درصدی ناپوستگی) منجر به افزایش بیشینه‌ی نیاز لرزه‌ی تا ۱۸٪ شده است.

با افزایش شدت لرزه‌ی و تشدید رفتار غیرخطی سازه در سطح عملکرد CP، بیشینه‌ی نیاز لرزه‌ی در طبقات پایین‌تر ظاهر شده است و همان‌گونه که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، در سطح عملکرد CP، کمترین تغییرات در توزیع نیاز لرزه‌ی به‌دلیل وجود نامنظمی در حالت نامنظمی جرم و بیشترین تغییرات در حالت نامنظمی مرکب سختی و مقاومت به‌دست آمده است. در انواع حالت‌های نامنظمی، وجود نامنظمی در طبقه‌ی اول و پنجم منجر به افزایش نیاز در موضع



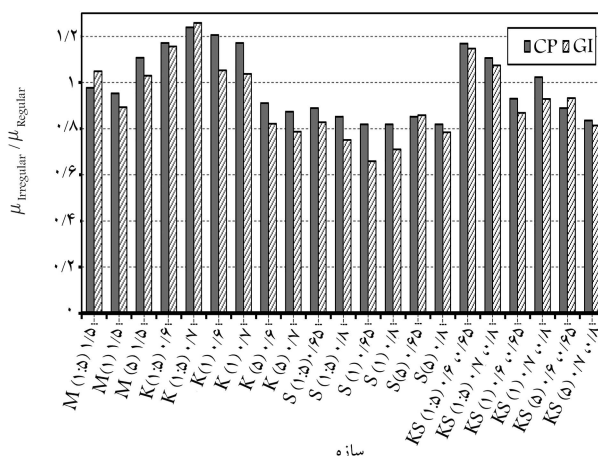
شکل ۸. توزیع نیاز لرزه‌یی در امتداد ارتفاع سازه‌های نامنظم در سطح عملکرد CP در مقایسه با سازه‌ی منظم.



شکل ۹. توزیع نیاز لرزه‌یی در امتداد ارتفاع سازه‌های نامنظم در سطح عملکرد GI در مقایسه با سازه‌ی منظم.

دیگر، ضریب شکل‌پذیری سطوح عملکرد CP و GI، رویه‌ی یکسان کاهشی یا افزایشی نداشته است؛ ولیکن عمدتاً در مواردی که نامنظمی در میانه‌ی ارتفاع سازه واقع شده است، کاهش میزان شکل‌پذیری نسبت به سازه‌ی منظم مشهود است. در حالت وجود نامنظمی طبقه‌ی خیلی ضعیف، در طبقه‌ی اول سازه، بیشترین افت شکل‌پذیری در هر دو سطح عملکرد CP و GI حاصل شده و میزان شکل‌پذیری به ترتیب تا ۱۹ و ۳۵ درصد نسبت به سازه‌ی منظم کاهش یافته است.

هر سطح عملکرد بر دررفت نظیر حالت تسلیم سازه به‌دست آمده و با هدف مطالعه‌ی تأثیر نامنظمی، نسبت ضریب شکل‌پذیری هر یک از سازه‌های نامنظم ($\mu_{Irregular}$) به سازه‌ی منظم ($\mu_{Regular}$) محاسبه و در شکل ۱۰ نشان داده شده است. وجود نامنظمی مقاومت در تمامی موقعیت‌ها در امتداد ارتفاع ساختمان منجر به افت شکل‌پذیری سازه در هر دو سطح عملکرد نسبت به سازه‌ی منظم شده و ضریب شکل‌پذیری را در سطح عملکرد CP بین ۱۲ تا ۱۹ درصد و در سطح عملکرد GI بین ۱۵ تا ۳۵ درصد کاسته است؛ اما در حالت‌های نامنظمی



شکل ۱۰. مقایسه‌ی نسبت شکل‌پذیری سازه‌های نامنظم به سازه‌ی منظم در حالات مختلف نامنظمی در ارتفاع.

۳.۴. میانگین بسامد سالیانه‌ی عبور از حالات حدی

یکی دیگر از مصادیق ارزیابی احتمالاتی عملکرد سازه‌ها، تعیین میانگین بسامد سالیانه‌ی عبور از حالات حدی (λ_{LS}) است. وجود عواملی می‌تواند تجاوز عملکرد سازه را از حالت حدی مورد نظر تسریع کند و یا به تعویق اندازد. به منظور ارزیابی تأثیر نامنظمی در امتداد ارتفاع در عملکرد لرزه‌ی، میانگین بسامد سالیانه‌ی عبور از سطوح عملکرد IO، CP و GI سازه‌های نامنظم محاسبه و با مقدار نظیر از سازه‌ی منظم مقایسه شده است. بر مبنای روش ارائه شده توسط کرنل و همکاران،^[۴۲] احتمال عبور پاسخ سازه از یک حد مشخص در اثر فعال شدن گسل‌های اطراف ساختمان سازه و میانگین نرخ فعالیت سالیانه‌ی گسل‌های مذکور از عوامل دخیل در تعیین میانگین بسامد سالیانه‌ی عبور از حالات حدی وجود دارد که با استفاده از رابطه‌ی ۱ مقدار آن تعیین می‌شود.

$$\lambda_{LS} = \sum_i v_i \iint P_{LS|M,R}(m, r) f_{M,R}(m, r) dr dm \quad (۱)$$

که در آن، $P_{LS|M,R}(m, r)$ احتمال شرطی عبور از یک حد مشخص به ازاء بزرگای M و فاصله از گسل R و $f_{M,R}(m, r)$ تابع چگالی احتمال مشترک برای بزرگا فاصله از گسل v_i میانگین نرخ سالیانه‌ی لرزه‌خیزی گسل است. با به‌کارگیری یک پارامتر واسطه بین میزان لرزه‌خیزی ساختمان و شدت لرزه‌ی اعمال شده به سازه و استفاده از فرضیاتی نظیر توزیع لوگ - نرمال مقادیر نیاز تغییر مکان حول مقدار میانه به ازاء هر شدت لرزه‌ی، وجود رابطه‌ی توانی بین شدت لرزه‌ی و بیشینه‌ی دریافت طبقه‌ی $(\theta_{max} = a \cdot IM^b)$ و رابطه‌ی توانی در منحنی خطر لرزه‌ی ساختمان برای فراوانی سالیانه‌ی عبور از IM ($\lambda(IM) = k \cdot IM^k$)، مقدار میانگین بسامد سالیانه‌ی عبور از یک حالت حدی با رویکردی مبتنی بر نیاز لرزه‌ی (DM) براساس رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود:

$$\lambda_{LS} = \lambda(IM^{\hat{C}}) EXP \left[\frac{1}{\gamma} \frac{k^{\gamma}}{b^{\gamma}} \left(\beta_{D|IM}^{\gamma} + \beta_{RC}^{\gamma} \right) \right] \quad (۲)$$

که در آن، $IM^{\hat{C}}$ ظرفیت شدت لرزه‌ی مربوط به سطح عملکرد مورد نظر است که با استفاده از نتایج تحلیل‌های دینامیکی فرایند تعیین می‌شود. همچنین $\lambda(IM^{\hat{C}})$ میانگین فراوانی سالیانه‌ی عبور شدت لرزه‌ی از ظرفیت شدت لرزه‌ی متناظر با سطح عملکرد مورد نظر است که براساس منحنی خطر لرزه‌ی ساختمان برآورد می‌شود، k

شیب لگاریتمی مماس مرسوم بر منحنی خطر لرزه‌ی ساختمان در نقطه‌ی متناظر با ظرفیت شتاب طیفی مورد نظر و b توان رابطه بین شدت لرزه‌ی و بیشینه‌ی نسبت تغییر مکان نسبی طبقات براساس منحنی IDA میانه‌ی سازه است. β_{RC} و $\beta_{D|IM}$ نیز به ترتیب انحراف معیار استاندارد لگاریتم طبیعی تغییر مکان‌های نسبی متناظر با ظرفیت و نیاز لرزه‌ی براساس اطلاعات منحنی‌های IDA سازه هستند. در جدول ۲، مقادیر میانگین بسامد سالیانه‌ی عبور از حالات حدی CP و GI و میانه‌ی ظرفیت شدت لرزه‌ی مربوط به سطوح عملکرد سطوح عملکرد CP و GI برای هر یک از سازه‌های تحت مطالعه ارائه شده است. ایجاد نامنظمی در بیشتر حالات‌ها منجر به افزایش احتمال عبور عملکرد سازه از حالت حدی CP شده و بیشترین مقدار احتمال تجاوز از سطح عملکرد CP در حالت وجود نامنظمی ترکیب سختی و مقاومت در طبقه‌های اول و پنجم سازه حاصل شده است. نامنظمی مقاومت، کمترین تأثیر را در تغییر میانگین بسامد سالیانه نسبت به انواع دیگر نامنظمی در سطح عملکرد CP داشته است. تقریباً در تمامی حالات‌های نامنظمی، وجود نامنظمی افزایش احتمال عبور از حالت حدی GI نسبت به سازه‌ی منظم را به دنبال داشته است و رویه‌ی نسبتاً مشابهی در همه‌ی حالات‌های ذکر شده مشاهده شده و به طور متوسط ظهور نامنظمی در سازه باعث افزایش میانگین بسامد سالیانه‌ی عبور از حالت حدی GI تا ۱/۵ برابر مقدار متناظر برای سازه‌ی منظم شده است.

۴.۴. سطوح اطمینان در دستیابی به اهداف عملکردی

یکی از جنبه‌های مهم در مهندسی زلزله‌ی عملکردی با رویکرد احتمالاتی، بررسی کمی میزان اطمینان از توانایی سازه برای تأمین یک هدف عملکردی خاص است، که نشان‌دهنده‌ی میزان قابلیت اعتماد به طراحی صورت گرفته با توجه به عدم قطعیت‌های موجود در تعیین نیازها و ظرفیت‌های سازه‌ی است. در بخش حاضر، به بررسی سطح اطمینان موجود از برآورده شدن هدف عملکردی IO و CP برای سازه‌ی منظم و سازه‌های نامنظم در ارتفاع پرداخته شده و تأثیر نامنظمی در ارتفاع در سطح اطمینان در دستیابی به سطوح عملکرد IO و CP برای خطر زلزله‌ی مرتبط ارزیابی شده است. تعیین سطوح اطمینان بر مبنای نیاز و ظرفیت ضریب‌دار با رویکردی احتمالاتی و بر مبنای قابلیت اعتماد لرزه‌ی،^[۴۳] صورت گرفته است. در مهندسی زلزله‌ی احتمالاتی انتظار می‌رود احتمال تجاوز نیاز لرزه‌ی ضریب‌دار از ظرفیت لرزه‌ی ضریب‌دار از مقدار مجاز مشخصی (P_o) کمتر باشد، لذا با چنین رویکردی و فرض توزیع لوگ - نرمال برای احتمال وقوع سطح عملکرد که میانه‌ی آن برابر با احتمال عبور از سطح عملکرد مورد نظر است و لحاظ کردن یک فاصله‌ی اطمینان بر روی احتمال وقوع میانه‌ی اشاره شده، می‌توان مطابق رابطه‌ی ۳ سطح اطمینان از احتمال وقوع سطح عملکرد مورد نظر در حد مجاز را محاسبه کرد:

$$\lambda(IM^{\hat{C}}) e^{\frac{1}{\gamma} \frac{k^{\gamma}}{b^{\gamma}} \beta_{RT}^{\gamma}} \cdot e^{K_X \cdot \beta_{\lambda_{LS}}} \leq P_o \quad (۳)$$

که در آن، $\beta_{\lambda_{LS}}$ بیانگر میزان پراکندگی بسامد حالت حدی و β_{RT} معرف پراکندگی ناشی از عدم قطعیت‌های موجود در مقادیر نیاز و ظرفیت است. اینک با اعمال فرضیات استفاده شده برای محاسبه‌ی احتمال عبور از سطوح عملکرد، متغیر استاندارد گوسی (K_X) براساس رابطه‌ی ۴ برآورد شده است. متغیر استاندارد گوسی، متناظر با احتمال X درصد قرار گرفتن نسبت نیاز به ظرفیت لرزه‌ی ضریب‌دار در فاصله‌ی اطمینان مورد نظر است که با استفاده از جدول توزیع نرمال، درصد اطمینان متناظر با ضریب $X = \Phi(K_X)$ به دست آمده

جدول ۲. میانگین بسامد سالیانه عبور از سطوح عملکرد CP و GI.

GI		CP		سازه‌ها
λ_{LS}	$IM^{GI}(g)$	λ_{LS}	$IM^{CP}(g)$	
۲٫۹E-۷	۳٫۴۷	۲٫۱E-۶	۲٫۵۳	منظم
۳٫۵E-۷	۳٫۳۰	۴٫۳E-۶	۲٫۲۴	جرم
۳٫۵E-۷	۳٫۳۰	۸٫۴E-۶	۲٫۳۰	M(۱ : ۵) ۱٫۵
۴٫۳E-۷	۳٫۱۵	۱٫۶E-۵	۲٫۳۴	M(۵) ۱٫۵
۳٫۸E-۷	۳٫۲۵	۱٫۳E-۵	۲٫۲۷	سختی
۶٫۴E-۷	۲٫۸۵	۲٫۱E-۵	۲٫۳۳	K(۱ : ۵) ۰٫۷
۳٫۵E-۷	۳٫۳۰	۵٫۲E-۶	۲٫۴۸	K(۱) ۰٫۶
۴٫۶E-۷	۳٫۱۰	۹٫۹E-۶	۲٫۳۷	K(۱) ۰٫۷
۴٫۰E-۷	۳٫۲۰	۲٫۸E-۵	۲٫۵۴	K(۵) ۰٫۶
۴٫۶E-۷	۳٫۰۹	۱٫۷E-۶	۲٫۵۸	K(۵) ۰٫۷
۴٫۹E-۷	۳٫۰۵	۲٫۲E-۶	۲٫۲۷	مقاومت
۴٫۰E-۷	۳٫۲۰	۲٫۰E-۶	۲٫۳۰	S(۱ : ۵) ۰٫۸
۵٫۲E-۷	۳٫۰۰	۳٫۹E-۶	۲٫۴۹	S(۱) ۰٫۶۵
۵٫۲E-۷	۳٫۰۰	۹٫۴E-۷	۲٫۶۸	S(۱) ۰٫۸
۶٫۱E-۷	۲٫۸۹	۱٫۳E-۵	۱٫۹۷	S(۵) ۰٫۶۵
۲٫۹E-۷	۳٫۴۷	۷٫۰E-۶	۲٫۵۶	S(۵) ۰٫۸
۶٫۱E-۷	۲٫۸۹	۶٫۱E-۶	۲٫۱۷	سختی و مقاومت
۳٫۵E-۷	۳٫۳۰	۴٫۲E-۶	۲٫۲۰	KS(۱ : ۵) ۰٫۶، ۰٫۶۵
۴٫۳E-۷	۳٫۱۵	۲٫۴E-۵	۲٫۴۸	KS(۱ : ۵) ۰٫۷، ۰٫۸
۲٫۸E-۷	۳٫۵۰	۹٫۸E-۷	۲٫۶۵	KS(۱) ۰٫۶، ۰٫۶۵
۵٫۰E-۷	۳٫۰۳	۱٫۸E-۴	۱٫۹۰	KS(۱) ۰٫۷، ۰٫۸
۳٫۹E-۷	۳٫۲۳	۳٫۰E-۵	۲٫۲۴	KS(۵) ۰٫۶، ۰٫۶۵
				KS(۵) ۰٫۷، ۰٫۸

سازه‌های نامنظم در ارتفاع

است:

می‌شود:

$$\beta_{UT} = \sqrt{\beta_{UD}^2 + \beta_{UC}^2} \quad (5) \quad EXP(-\beta_{UT} K_X) = \frac{\gamma_R D}{\phi_{RC}} = \lambda_X \quad (4)$$

$$\gamma_R = EXP\left(\frac{k}{\gamma b} \beta_{RD}^2\right) \quad (6)$$

$$\phi_R = EXP\left(-\frac{k}{\gamma b} \beta_{RC}^2\right) \quad (7)$$

که در آن‌ها، β_{RD} و β_{RC} به ترتیب انحراف معیار استاندارد لگاریتم طبیعی تغییر مکان نسبی متناظر با ظرفیت و نیاز لرزه‌ی براساس اطلاعات منحنی‌های IDA سازه هستند.

که در آن، C ظرفیت دریافت میانه‌ی سازه برای سطح عملکرد مورد نظر و D نیاز دریافت میانه‌ی سازه در شدت لرزه‌ی متناظر با سطح خطر لرزه‌ی مورد نظر است که از نتایج تحلیل‌های IDA استخراج می‌شود. B_{UT} ضریب عدم قطعیت کل است و براساس رابطه‌ی ۵ تعیین می‌شود، همچنین γ_R ضریب تغییرات نیاز لرزه‌ی و ϕ_R ضریب تغییرات ظرفیت مربوط به تصادفی بودن پیش‌بینی ظرفیت سازه است و به ترتیب با استفاده از رابطه‌ی ۶ و ۷ تعیین

جدول ۳. سطوح اطمینان سازه‌های مورد مطالعه در دستیابی به اهداف عملکردی IO و CP.

سازه	هدف عملکردی تامین سطح عملکرد IO			هدف عملکردی تامین سطح عملکرد CP		
	ظرفیت لرزه‌یی	نیاز لرزه‌یی	درصد اطمینان	ظرفیت لرزه‌یی	نیاز لرزه‌یی	درصد اطمینان
	C	D	CL/%	C	D	CL/%
سازه منظم	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵۹	۹۹ <	۰/۰۷۵۲	۰/۰۱۷۶	۹۹/۸ <
جرم	۰/۰۰۹	۰/۰۰۶۹	۹۹ <	۰/۰۷۵۲	۰/۰۱۶۶	۹۹/۸ <
	۰/۰۰۹	۰/۰۰۶۸	۹۹ <	۰/۰۷۵۱	۰/۰۱۷۴	۹۹/۸ <
	۰/۰۰۹	۰/۰۰۶۸	۹۷/۱۱	۰/۰۷۵۲	۰/۰۱۷۴	۹۹/۸ <
سختی	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵۱	۹۴/۴۴	۰/۰۷۵۲	۰/۰۱۵۵	۹۹/۸ <
	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵۱	۹۸/۶۵	۰/۰۷۵۲	۰/۰۱۵۴	۹۹/۸ <
	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵۹	۹۶/۸۹	۰/۰۷۵۲	۰/۰۱۶۸	۹۹/۶۶
	۰/۰۰۹	۰/۰۰۶۳	۸۵/۸۲	۰/۰۷۵۲	۰/۰۱۷۱	۹۹/۸ <
	۰/۰۰۹	۰/۰۰۶۰	۹۰/۱۲	۰/۰۷۵۱	۰/۰۱۶۷	۹۹/۸ <
	۰/۰۰۹	۰/۰۰۶۲	۸۹/۰۲	۰/۰۷۵۲	۰/۰۱۷۱	۹۹/۸ <
مقاومت	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵۹	۹۹ <	۰/۰۷۵۲	۰/۰۱۲۹	۹۹/۸ <
	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵۹	۹۹ <	۰/۰۷۵۲	۰/۰۱۴۲	۹۹/۸ <
	۰/۰۰۹	۰/۰۰۶۲	۹۷/۸۵	۰/۰۷۵۱	۰/۰۱۶۹	۹۹/۸ <
	۰/۰۰۹	۰/۰۰۶۵	۹۵/۹۸	۰/۰۷۵۲	۰/۰۱۷۷	۹۹/۸ <
	۰/۰۰۹	۰/۰۰۶۲	۹۷/۱۷	۰/۰۷۵۲	۰/۰۱۷۳	۹۹/۸ <
	۰/۰۰۹	۰/۰۰۶۴	۹۶/۴۱	۰/۰۷۵۲	۰/۰۱۷۶	۹۹/۸ <
سختی و مقاومت	۰/۰۰۹	۰/۰۰۴۹	۹۹ <	۰/۰۷۵۱	۰/۰۱۴۸	۹۹/۸ <
	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵۱	۹۹ <	۰/۰۷۵۲	۰/۰۱۴۳	۹۹/۸ <
	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵۴	۹۹ <	۰/۰۷۵۲	۰/۰۱۵۸	۹۹/۸ <
	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵۴	۹۸/۱	۰/۰۷۵۲	۰/۰۱۶۶	۹۹/۸ <
	۰/۰۰۹	۰/۰۰۶۱	۹۵/۹۱	۰/۰۷۵۱	۰/۰۱۸۵	۹۹/۸ <
	۰/۰۰۹	۰/۰۰۶۱	۹۶/۸۳	۰/۰۷۵۱	۰/۰۱۶۱	۹۹/۸ <

سازه‌های نامنظم غیرهندسی در امتداد ارتفاع

شده است که میزان درصد اطمینان حدود ۸۶٪ بوده است. افت سطح اطمینان در دستیابی به هدف عملکرد IO در سازه‌های نامنظم سختی مشهودتر بوده است؛ با به عبارتی، ایجاد طبقه‌ی نرم تأثیر بیشتری در تغییر اطمینان در برآورده شدن سطح عملکرد IO داشته است. تقریباً در تمامی حالت‌ها، سطح اطمینان در دستیابی به سطح عملکرد CP بیش از ۹۹/۸٪ بوده و فقط در حالت وجود نامنظمی شدید سختی در طبقه‌ی اول، منجر به افت بیشتر سطح اطمینان برابر با ۹۹/۶۶٪ شده است.

۵. نتیجه‌گیری

در مطالعه‌ی حاضر، با هدف ارزیابی تأثیر وجود نامنظمی در امتداد ارتفاع در عملکرد لرزه‌ی ساختمان‌های فولادی با سیستم باربر جانبی دوگانه با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی فراینده، پاسخ‌های لرزه‌ی سازه‌های نمونه‌ی با نامنظمی جرم، سختی، مقاومت، و ترکیب سختی و مقاومت در سه موقعیت مختلف در امتداد ارتفاع استخراج و عملکرد لرزه‌ی سازه‌های نامنظم با سازه‌ی منظم نظیر مقایسه

β_{UD} و β_{UC} به ترتیب ضرایب عدم قطعیت مربوط به پیش‌بینی ظرفیت و نیاز لرزه‌ی سازه هستند که به علت محدودیت اطلاعات در خواص مصالح، مدل‌سازی رفتار واقعی اعضا و سایر تقریب‌های موجود در روش‌های تحلیل سازه در نظر گرفته می‌شوند. همچنین ضریب b براساس فرض رابطه‌ی $\theta_{max} = a(IM)^b$ برای منحنی IDA میانه محاسبه می‌شود و k شیب لگاریتمی مماس بر منحنی خطر لرزه‌ی ساختگاه در نقطه‌ی متناظر با ظرفیت شتاب طیفی موردنظر است. سطح اطمینان سازه در تأمین سطح عملکرد IO برای خطر زلزله، ۵۰٪ در ۵۰ سال و همچنین تأمین سطح عملکرد CP برای خطر زلزله، ۲٪ در ۵۰ سال برای کلیه‌ی سازه‌های مورد مطالعه تعیین شده است و در جدول ۳ مشاهده می‌شود.

نیازهای لرزه‌ی مربوط به سطوح عملکرد IO و CP به ترتیب در مقادیر شدت خطر لرزه‌ی ۰/۲۵g و ۰/۵۹g تعیین شده‌اند. در بسیاری از حالت‌ها، وجود نامنظمی باعث کاهش درصد اطمینان در تأمین سطح عملکرد IO نسبت به سازه‌ی منظم شده و حتی تا ۱۴٪ کاهش ملاحظه شده است. بیشترین کاهش سطح اطمینان نسبت به سازه‌ی نامنظم در حالت وجود طبقه‌ی اول نرم حاصل

سازه‌های نامنظم نسبت به سازه‌ی منظم دچار کاهش شده‌اند، که علت آن را می‌توان به ایجاد ناپایداری کلی سازه‌های نامنظم در مقادیر شدت لرزه‌یی و جابه‌جایی‌های نسبی پایین‌تر نسبت داد.

وجود نامنظمی در امتداد ارتفاع ساختمان در بسیاری از حالت‌ها منجر به کاهش ظرفیت شکل‌پذیری سازه در سطوح عملکرد CP و GI می‌شود و بهره‌مندی از ظرفیت استهلاک انرژی موجود در کلیه‌ی اعضاء سازه را مختل می‌سازد. این روند کاهشی در حالت نامنظمی مقاومت فراگیرتر و چشمگیرتر دارد. احتمال عبور عملکرد سازه از حالت‌های حدی CP و GI، در بیشتر حالت‌ها متأثر از حضور نامنظمی در امتداد ارتفاع سازه بوده و دچار افزایش شده است؛ به گونه‌یی که افزایش احتمال عبور از حالت حدی GI را تا ۱/۵ برابر مقدار آن برای سازه‌ی منظم به همراه داشته است. وجود نامنظمی مرکب سختی و مقاومت منجر به افزایش بیشتری بر احتمال عبور سازه از حالت‌های حدی CP و GI نسبت به انواع دیگر نامنظمی شده است.

تعیین سطح اطمینان در دستیابی به اهداف عملکردی نشان داده است که وجود نامنظمی در امتداد ارتفاع عموماً باعث کاهش سطح اطمینان در دستیابی به سطح عملکرد IO می‌شود و کاهش مذکور در حالت وجود نامنظمی سختی مشهودتر است ولیکن سطح اطمینان در حصول سطح عملکرد CP، چندان متأثر از وجود نامنظمی نشده است.

شده است. بررسی نتایج به دست آمده نشان می‌دهد در غالب موارد پس از ورود سازه به محدوده‌ی رفتار غیرخطی و در سطوح عملکرد CP و GI، ظرفیت لرزه‌یی سازه‌ی نامنظم نسبت به سازه‌ی منظم کاهش یافته است. نامنظمی همزمان سختی و مقاومت، بیشترین تأثیر و نامنظمی جرم، کمترین تأثیر را در تغییر ظرفیت لرزه‌یی داشته است. در حالت‌هایی که نامنظمی مرکب سختی و مقاومت، جرم، سختی یا نامنظمی شدید مقاومت در نیمه‌ی تحتانی سازه یا طبقه‌ی ضعیف در میانه‌ی ارتفاع سازه واقع شده است، بیشترین افت ظرفیت لرزه‌یی نسبت به سازه‌ی منظم در سطح عملکرد CP مشاهده می‌شود. در سطح عملکرد GI بسته به نوع نامنظمی و میزان آن، حضور نامنظمی در موقعیت‌های متفاوت منجر به کاهش بیشتر ظرفیت لرزه‌یی شده است. در حالت وجود نامنظمی، مقاومت و نامنظمی همزمان سختی و مقاومت، تأثیر میزان نامنظمی در کاهش ظرفیت لرزه‌یی سازه چشمگیرتر بوده است.

در سطوح عملکرد IO و CP، عموماً با حضور نامنظمی طبقه یا طبقات نامنظم، افزایش نیاز لرزه‌یی و طبقات مجاور، کاهش آن را نسبت به سازه‌ی منظم تجربه کرده‌اند، افزایش میزان نامنظمی تشدید رویه‌ی مذکور را به همراه داشته است، که مقدار تشدید بر حسب موقعیت قرارگیری نامنظمی متفاوت است. تغییرات توزیع نیاز در امتداد ارتفاع نسبت به سازه‌ی منظم بیشتر متأثر از وجود همزمان نامنظمی سختی و مقاومت بوده است، عموماً در سطح عملکرد GI، نیاز لرزه‌یی طبقات

پانویس‌ها

1. collapse prevention
2. global instability
3. incremental dynamic analysis (IDA)
4. intensity measure (IM)
5. engineering demand parameter (EDP)
6. intensity measure (IO)

منابع (References)

1. Iranian Building Codes And Standards, "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings", Standard No.2800, 4th Edition (2014).
2. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, *American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute*, 388 p. (2006).
3. Council, B.S.S., "The 2003 NEHRP recommended provisions for new buildings and other structures, Part 1: Provisions (FEMA 450)", (2003).
4. IS, B., *Indian Standard Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures (part 1): General Provisions and Buildings (5th Revision)*, Bureau of Indian Standards, New Delhi (2002).
5. Comite Europeen de Normalisation Eurocode 8, "Design of structures for earthquake resistance-part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Pr-EN 1998-1", Final Draft (2003).
6. Uniform Building Code UBC97, "Structural engineering design provisions", *International Conference of Building Officials*, Whittier, California (1997).
7. Habibi, A. and Asadi, K. "Development of drift-based damage index for reinforced concrete moment resisting frames with setback", *International Journal of Civil Engineering*, **15**(4), pp. 1-12 (2016).
8. Badri, R.K., Moghadam, A. and Nekooei, M. "The influence of deterioration parameters on the response of low-rise symmetric and asymmetric RC buildings", *International Journal of Civil Engineering*, **14**(8), pp. 547-560 (2016).
9. Moehle, J.P. "Seismic response of vertically irregular structures", *Journal of Structural Engineering*, **110**(9), pp. 2002-2014 (1984).
10. Moehle, J.P. and Alarcon, L.F. "Seismic analysis methods for irregular buildings", *Journal of Structural Engineering*, **112**(1), pp. 35-52 (1986).
11. Ruiz, S. and Diederich, R. "The Mexico earthquake of September 19, -the seismic performance of buildings with weak first storey", *Earthquake Spectra*, **5**(1), pp. 89-102 (1989).
12. Nassar, A.A. and Krawinkler, H. "Seismic demands for SDOF and MDOF systems", John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford University (1991).
13. Seneviratna, G. "Evaluation of inelastic MDOF effects for seismic design", John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report 120 (1997).

14. Esteva, L. "Nonlinear seismic response of soft-first-story buildings subjected to narrow-band accelerograms", *Earthquake Spectra*, **8**(3), pp. 373-389 (1992).
15. Chintanapakdee, C. and Chopra, A.K. "Evaluation of modal pushover analysis using vertically irregular frames", In Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROM. Vancouver (2004).
16. Zhou, J., Bu, G., Wang, H. and et al. "Modification of ductility reduction factor for vertically irregular structures subjected to pulse-like ground motions", *Advances in Structural Engineering*, **16**(4), pp. 641-652 (2013).
17. Karavasilis, T.L., Bazeos, N. and Beskos, D. "Estimation of seismic inelastic deformation demands in plane steel MRF with vertical mass irregularities", *Engineering Structures*, **30**(11), pp. 3265-3275 (2008).
18. Tremblay, R. and Poncet, L. "Seismic performance of concentrically braced steel frames in multistorey buildings with mass irregularity", *Journal of Structural Engineering*, **131**(9), pp. 1363-1375 (2005).
19. Poncet, L. and Tremblay, R. "Influence of Mass Irregularity on the Seismic Design and Performance of Multi-Storey Braced Steel Frames", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC, Canada, paper (2004).
20. Chintanapakdee, C. and Chopra, A.K. "Seismic response of vertically irregular frames: response history and modal pushover analyses", *Journal of Structural Engineering*, **130**(8), pp. 1177-1185 (2004).
21. Al-Ali, A.A. and Krawinkler, H. "Effects of vertical irregularities on seismic behavior of building structures", John A. Blume Earthquake Engineering Center (1998).
22. Das, S. and Nau, J.M. "Seismic design aspects of vertically irregular reinforced concrete buildings", *Earthquake Spectra*, **19**(3), pp. 455-477 (2003).
23. Choi, B.J. "Hysteretic energy response of steel moment-resisting frames with vertical mass irregularities", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **13**(2), pp. 123-144 (2004).
24. Fragiadakis, M., Vamvatsikos, D. and Papadrakakis, M. "Evaluation of the influence of vertical irregularities on the seismic performance of a 9-storey steel frame", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **35**(12), pp. 1489-1509 (2006).
25. Sadashiva, V.K., MacRae, G.A. and Deam, B.L. "Effects of coupled vertical stiffness-strength irregularity due to modified interstorey height", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, **44**(1), pp. 31-44 (2011).
26. Hadianfard, M.A. and Gadami, M. "Seismic Demand of Steel Structures with Mass irregularity", *Journal of Engineering & Technology*, **1**(3), pp. 135-154 (2012).
27. Pirizadeh, M. and Shakib, H. "Probabilistic seismic performance evaluation of non-geometric vertically irregular steel buildings", *Journal of Constructional Steel Research*, **82**, pp. 88-98 (2013).
28. Rajeev, P. and Tesfamariam, S. "Seismic fragilities for reinforced concrete buildings with consideration of irregularities", *Structural Safety*, **39**, pp. 1-13 (2012).
29. Homaei, F., Shakib, H. and Soltani, M. "Probabilistic seismic performance evaluation of vertically irregular steel building considering soil-structure interaction", *International Journal of Civil Engineering*, **15**(4), pp. 611-625 (2017).
30. Shakib, H., Nodeh, M. and Homaei, F. "Fragility Curve development for assessing midrise steel building with buckling resistant braced system having vertical irregularity", *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, **17**(4), pp. 293-304 (2016).
31. Shakib, H. and Alirezaei, M., *Principles of Earthquake Engineering*, 1st Edn., pp. 401-410, AzarinMehr Publication, Tehran (2011).
32. McKenna, F., Fenves, G. and Scott, M. "Open system for earthquake engineering simulation", University of California, Berkeley, CA (2000).
33. American Society of Civil Engineers, "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings", ASCE Standard ASCE/SEI 41-13, Reston, VA (2013).
34. Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H. "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **34**(12), pp. 1489-1511 (2005).
35. Uriz, P. "Towards earthquake resistant design of concentrically braced steel structures", University of California, Berkeley (2005).
36. Manson, S. "Fatigue: A complex subject-some simple approximations", *Experimental Mechanics*, **5**(7), pp. 193-226 (1965).
37. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **31**(3), pp. 491-514 (2002).
38. Shome, N. and Cornell, C.A. "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures", Report No. RMS-35, Stanford University, Stanford, CA (1999).
39. ATC-63, "Quantification of building seismic performance factors", ATC-63 Project Report 90% Draft, prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Applied Technology Council, Redwood City, California (2008).
40. Fadaei, E., Shakib, H. and Azarbakht, A. "Determination the seismic performance levels of steel structures with dual lateral resisting system by integration of damage index and incremental dynamic analysis", Submitted to Earthquake Engineering and Engineering Vibration (2017).
41. Federal Emergency Management Agency, "Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings", FEMA-350. Washington, D.C. (2000).
42. Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R. and et al. "The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines", *Journal of Structural Engineering*, **128**(4), pp. 526-533 (2002).
43. Jalayer, F. and Cornell, C.A. "A technical framework for probability-based demand and capacity factor design (DCFD) Seismic Formats", PEER Report 2003/06 (2003).