

ارزیابی احتمالاتی سطوح قابلیت اطمینان ساختمان‌های فولادی نامنظم در ارتفاع با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه

فرشاد همایی (دانشجوی دکتری)

حمزه شکیب* (استاد)

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۳۹۶)
دوره ۲ - ۳۳، شماره ۳/۲، ص. ۲۷-۱۷

در نوشتار حاضر، اثرات نامنظمی‌های جرم، سختی، مقاومت، و ترکیب سختی و مقاومت در ارتفاع، در عملکرد لرزه‌یی سازه‌های فولادی با سیستم باربر جانبی قاب خمشی فولادی ویژه، در قالب منحنی‌های سطوح اطمینان عدم تجاوز از اهداف عملکردی ارزیابی شده است. اثرات انعطاف‌پذیری پی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی خاک، در مدل‌های تحلیلی اعمال شده است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که نامنظمی‌های غیرهندسی مذکور باعث می‌شوند تا با افزایش شدت ارتعاشات لرزه‌یی و تقاضای جابجایی متناظر با آن‌ها، نسبت به سازه‌ی منظم، از قابلیت اطمینان سازه کاسته شود. در بین مدل‌های نامنظم مورد بحث مشاهده می‌شود که دسترسی به سطوح قابلیت اطمینان مطلوب در سازه‌های با نامنظمی ناشی از تغییرات مقاومت، عمدتاً در شدت ارتعاشات لرزه‌یی پایین مقدور است که به موجب آن جابجایی و تقاضای متناظر با سطوح اطمینان کاهش می‌یابد؛ به نحوی که در مقایسه با سازه‌ی منظم، اختلافی تا مرز ۸۵٪ در نتایج مشاهده می‌شود.

واژگان کلیدی: نامنظمی غیرهندسی در ارتفاع، مهندسی زلزله‌ی عملکردی،

تحلیل دینامیکی افزایشی، سطح اطمینان تأمین اهداف عملکردی.

f.homaei@modares.ac.ir
shakib@modares.ac.ir

۱. مقدمه

طبقات مجاور و کاهش تقاضای ذکر شده برای سایر طبقات می‌شود. همچنین صحت آنالیز پوش‌آور مودال برای این‌گونه از سازه‌ها ارزیابی شده است.^[۱] با تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی برای سازه‌های نامنظم در ارتفاع (۲۰۰۵)، توزیع ناهمگون جرم در طبقات یک سازه‌ی ۸ طبقه فولادی با مهاربندهای هم‌گرا ارزیابی و بر پایه‌ی نتایج حاصل از آنالیز غیرخطی دوبعدی مشاهده شده است که حتی رخداد نامنظمی‌های شدید ناشی از تغییرات جرم، اثرات نامطلوب چندانی در پاسخ لرزه‌یی سازه‌های طراحی شده با روش‌های آنالیز استاتیکی ندارد.^[۲] در پژوهش دیگری در همان سال، روش آنالیز پوش‌آور به هنگام شونده‌ی مبتنی بر جابجایی^۱ برای سازه‌های نامنظم در ارتفاع، اصلاح شده و هدف از آن غلبه بر محدودیت‌های موجود در روش سنتی آنالیز پوش‌آور به هنگام شونده‌ی مبتنی بر نیرو^۲ بوده است.^[۳]

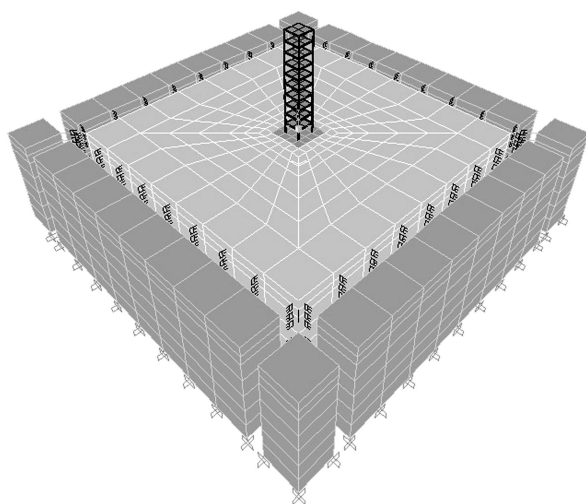
در سال ۲۰۰۶، با استفاده از آنالیز دینامیکی افزایشی (IDA)^۳ اقدام به ارزیابی اثرات نامنظمی در ارتفاع، در یک قاب فولادی ۹ طبقه شده و نتایج آنالیز نشان داده است که در رفتار غیرکشسان سازه، برخی از مفاد مطالعات پیشین مشاهده نمی‌شود. همچنین، این نتیجه به دست آمده است که اثرات نامنظمی در ارتفاع سازه‌ها، به شدت وابسته به مقطع مورد بررسی است.^[۴] در سال ۲۰۱۲، رفتار لرزه‌یی یک سازه‌ی ۲۰ طبقه نامنظم در ارتفاع با استفاده از روش‌های تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بررسی شده و نتایج نشان داده است که استفاده از روش‌های مبتنی بر

طراحی ساختمان‌های با کاربری مسکونی، اداری و تجاری در شهرهای بزرگ، عمدتاً ملاحظات معماری پیچیده‌یی دارند که منجر به ایجاد نامنظمی و نامتقارنی در پلان و ارتفاع می‌شود.^[۱] دسته‌یی از نامنظمی‌های ایجاد شده در ارتفاع سازه، به نامنظمی‌های غیرهندسی اختصاص دارد که به موجب آن، مشخصه‌های تأثیرگذار در رفتار دینامیکی سازه، در ترازهای مختلف ارتفاعی بدون تغییر در هندسه‌ی ظاهری ساختمان دست‌خوش تغییر می‌شوند. رخداد نامنظمی‌های غیرهندسی در ارتفاع سازه‌ها، عمدتاً به خاطر متفاوت بودن کاربری یک طبقه در مقایسه با طبقات مجاور آن و یا حذف المان‌های باربر جانبی مانند: تیرها، ستون‌ها، مهاربندها و دیوارهای برشی در پارکینگ‌ها و یا سایر طبقات سازه است. این امر باعث می‌شود تا رفتار دینامیکی این‌گونه از سازه‌ها، با مدل مشابه منظم آن‌ها متفاوت باشد. از این رو، بررسی عملکرد لرزه‌یی سازه‌های نامنظم در ارتفاع عمدتاً در راستای شناخت هر چه بهتر رفتار این‌گونه از سازه‌ها صورت می‌گیرد.

در پژوهشی (۲۰۰۴) در خصوص مقایسه‌ی تقاضای لرزه‌یی سازه‌های منظم و نامنظم در ارتفاع و نتایج نشان داده شده است که وجود طبقه‌ی نرم و یا ضعیف در سازه‌ها، باعث افزایش تغییرمکان جانبی نسبی سازه در تراز آن طبقه و برخی

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۱/۱۵، اصلاحیه ۱۳۹۴/۱/۲۷، پذیرش: ۱۳۹۴/۱۲/۸.



شکل ۱. مدل سه بعدی سیستم مورد بررسی.

جدول ۱. مشخصات مقاطع اعضاء سازه‌یی.

مقطع تیر	مقطع ستون	طبقه
IPE 240	Box 200 × 200 × 10 mm	۱۰
IPE 240	Box 200 × 200 × 10 mm	۹
IPE 240	Box 200 × 200 × 10 mm	۸
IPE 240	Box 200 × 200 × 10 mm	۷
IPE 240	Box 200 × 200 × 15 mm	۶
IPE 270	Box 200 × 200 × 15 mm	۵
IPE 270	Box 250 × 250 × 15 mm	۴
IPE 270	Box 250 × 250 × 15 mm	۳
IPE 270	Box 300 × 300 × 15 mm	۲
IPE 270	Box 300 × 300 × 15 mm	۱

نیروی معادل جانبی، برای طراحی سازه‌های نامنظم ضرورت نداشته و مقادیر حدی ارائه شده در آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌ها، باید در بحث مربوط به تمایز منظمی و نامنظمی در سازه‌ها، براساس موقعیت‌های گوناگون نامنظمی تغییر یابد.^[۶]

بررسی‌های صورت گرفته درخصوص تحلیل دینامیکی سازه‌ها نشان داده است که پاسخ دینامیکی یک سازه‌ی قرار گرفته بر روی خاک نرم، با مدل مشابه قرار گرفته بر روی خاک سخت و یا انتهای گیردار متفاوت است.^[۷] تفاوت مذکور عمدتاً از تغییر شکل‌های صورت گرفته در خاک قرار گرفته در زیر سازه نشأت می‌گیرد که به موجب آن حرکت پای سازه در مقایسه با حرکت ثبت شده در سطح آزاد زمین متفاوت خواهد بود. این تفاوت، بحث اندرکنش خاک و سازه را شکل می‌دهد. به‌طور کلی، اثرات اندرکنش سازه با خاک از این امر نشأت می‌گیرند که پاسخ دینامیکی سازه‌ی احداث شده بر روی خاک، نه فقط به ویژگی‌های حرکت میدان آزاد وابسته است، بلکه از رابطه‌ی بین خصوصیات دینامیکی سازه و خاک قرار گرفته در زیر آن نیز تأثیر می‌پذیرد.^[۸]

پاسخ سازه‌های نامنظم در ارتفاع نیز از اثرات انعطاف‌پذیری پی مصون نیست و به مشابه سایر سازه‌های عمرانی، تغییراتی در پاسخ آن‌ها به واسطه‌ی اثرات اندرکنش خاک و سازه ایجاد می‌شود. با این حال، در مقایسه با مطالعات صورت گرفته درخصوص سازه‌های نامتقارن در پلان، مطالعات انجام شده پیرامون سازه‌های نامنظم در ارتفاع اندک است.^[۹] لذا در نوشتار حاضر، رویکرد کلی به بررسی اثرات نامنظمی در ارتفاع سازه‌های فولادی با در نظر گرفتن اثرات انعطاف‌پذیری پی اختصاص یافته است. مقایسه‌ی عملکرد لرزه‌یی سازه‌های منظم و نامنظم، در چارچوب مفاهیم مهندسی زلزله براساس عملکرد صورت می‌گیرد. برای این منظور، پاسخ سازه‌ها در قالب منحنی‌های سطح اطمینان عدم تجاوز از اهداف عملکردی ارائه می‌شود که تأثیر نامنظمی در رفتار سازه، براساس شدت ارتعاشات و سطوح تقاضای متناظر با آن در تأمین یک سطح اطمینان مشخص ارزیابی شده است.

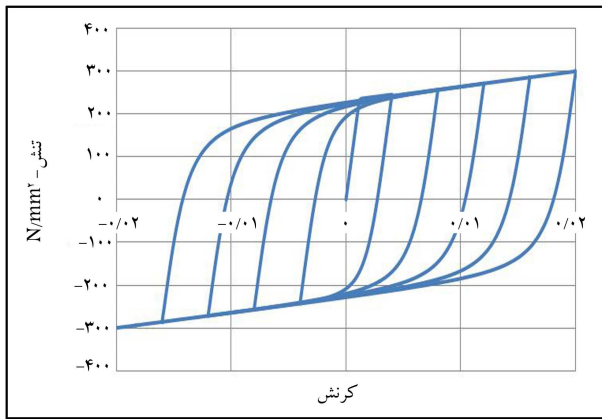
۲. مشخصات سیستم خاک - سازه

۲.۱. سازه‌ی منظم

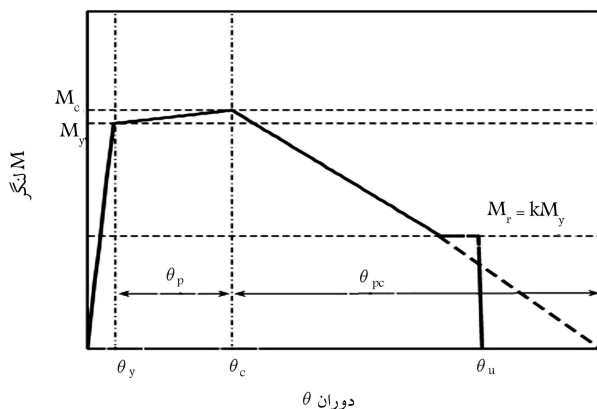
مدل سازه‌یی مورد بررسی در نوشتار حاضر، شامل دو بخش روسازه^۴ و زیرسازه^۵ است (شکل ۱). برای روسازه، مدل مرجع مورد استفاده به صورت یک سازه‌ی فولادی سه‌بعدی ۱۰ طبقه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه فولادی در هر دو جهت در نظر گرفته شده است. کاربری سازه، مسکونی بوده است که مطابق با میث ششم مقررات ملی ساختمانی ایران،^[۱۰] بار ثقلی زنده‌یی معادل با ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار مرده‌ی ۷۰ کیلوگرم بر مترمربع برای طبقات آن در نظر گرفته شده است. همچنین، بارگذاری لرزه‌یی سازه براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران،^[۱۱] و برای ناحیه‌یی با شدت لرزه‌خیزی زیاد (مثلاً تهران)، با شتاب میانی طرح ۰٫۳۵g، (سطح خطر ۱۰٪ با دوره‌ی بازگشت ۵۰ سال در طول عمر مفید سازه) صورت گرفته است. طراحی لرزه‌یی قاب‌ها براساس ضوابط مربوط به آخرین ویرایش آیین‌نامه‌ی فولاد ایران،^[۱۲] است که در نتیجه‌ی آن، زمان تناوب مود اول سازه برابر با ۲ ثانیه به‌دست آمده است. لازم به ذکر است که به منظور محدود کردن اثرات نامنظمی در ارتفاع به فرم غیرهندسی آن از یک تیپ مقطع برای تمامی تیرها (مقاطع IPE) و ستون‌ها (مقاطع جعبه‌یی^۶) در هر طبقه استفاده شده است. در جدول ۱، مشخصات مقاطع مورد استفاده برای اعضاء سازه‌یی نمایش داده شده است.

۲.۲. سازه‌های نامنظم

در نوشتار حاضر، براساس موقعیت قرارگیری طبقات نامنظم، سه مدل سازه در هر گروه از نامنظمی‌های مورد بررسی در نظر گرفته شده است: نامنظمی در طبقه‌ی اول، طبقه‌ی پنجم و طبقات اول تا پنجم. نامنظمی‌های غیرهندسی در طبقات سازه، به واسطه‌ی ایجاد تغییر در توزیع خصوصیات مقاومت لرزه‌یی جانبی آن (مانند: جرم^۷ (M)، سختی^۸ (K)، مقاومت^۹ (S) و توأم سختی و مقاومت (KS)) صورت گرفته است. ضریب تغییرات برای نامنظمی جرمی برابر ۲ (۲۰٪) و برای سایر حالات نامنظمی برابر ۰٫۶ (۶۰٪) لحاظ شده است. لازم به ذکر است که جهت انجام مقایسه‌ی عادلانه بین مدل‌ها، این تغییرات به گونه‌یی اعمال می‌شود که زمان تناوب مود ارتعاشی نخست در تمامی سازه‌ها با مدل سازه‌ی منظم برابر شود. برای این منظور، پس از تغییر در خصوصیات لرزه‌یی سازه در طبقه‌ی موردنظر، با استفاده از یک سری ضریب اصلاحی، مشخصه‌ی موردنظر در تمامی طبقات سازه به نحوی اصلاح می‌شود که برابری زمان تناوب مود ارتعاشی نخست سازه‌ی نامنظم با مدل منظم محقق شود. مثلاً برای ایجاد مدل نامنظم ناشی از تغییرات سختی در طبقه‌ی پنجم، که در آن سختی در طبقه‌ی میانی سازه به اندازه‌ی ۰٫۴٪ نسبت به مدل منظم کاهش یافته است (۵/۶ K)، ابتدا سختی طبقه‌ی پنجم، ۰٫۶ برابر شده و سپس در یک فرایند سعی و خطا، سختی تمامی طبقات سازه (شامل طبقات منظم و



شکل ۲. پاسخ هیستریزس مصالح فولادی.



شکل ۳. مشخصات منحنی رفتاری مفاصل خمیری.

جدول ۲. مشخصات خاک.

ضریب پواسون	مدول برشی (N/m^2)	چگالی جرمی (Kg/m^3)	لایه‌ی خاک
۰٫۳۵	$۷٫۵ \times ۱۰^۷$	۱۹۰۰	ماسه با تراکم متوسط

ویژگی‌های این مدل می‌توان به قابلیت شبیه‌سازی اتساع و روانگرایی در خاک‌های سیلتی و ماسه‌یی تحت بارگذاری‌های تناوبی اشاره نمود.^[۲۲] نوشتار حاضر، از اثرات مربوط به روانگرایی صرف‌نظر و خاک به صورت زهکش‌شده بررسی شده است. سایر مشخصات مربوط به لایه‌ی خاک در جدول ۲ ارائه شده است.

۲.۳. ابعاد مش‌المان‌ها، مرزهای محیط خاک و صحت‌سنجی

در مسائل انتشار موج، ابعاد المان‌های خاک در دقت نتایج تأثیرگذار است.^[۲۳] ابعاد بهینه‌ی المان‌های خاک و بیشینه‌ی خطای حاصل از آن براساس یک سری آنالیزهای سعی و خطایی تعیین شده است؛ به نحوی که بُعد المان‌های خاک در نزدیکی سازه به ۲٫۵ متر و در نواحی مرزی تا ۵ متر محدود شده است. علاوه بر این، عمق خاک نیز به ۳۰ متر محدود شده است، به طوری که در عمق مذکور، یک لایه سنگ بستر در نظر گرفته شده است. انتخاب عمق ۳۰ متر در راستای نظر آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌یی است که به خاطر بزرگ‌نمایی‌های رخ‌داده در تراز مذکور، این عمق را مبنای محاسبات قرار می‌دهند.^[۲۴]

علاوه بر این، مرزهای جانبی محیط اصلی خاک نیز با استفاده از ستون‌های

نامنظم) به صورت یک‌نواخت تغییر می‌یابد تا زمان تناوب مود ارتعاشی نخست سازه‌ی نامنظم با مدل منظم یکی شود (برابر ۲ ثانیه شود).

۳.۲. خاک و شالوده

اهمیت بحث اندرکنش خاک و سازه باعث شده است تا شیوه‌های محاسباتی مختلفی برای مدل‌سازی خاک ارائه شود.^[۱۳، ۱۴] یک فرم ایده‌آل‌سازی اثرات انعطاف‌پذیری پی در پاسخ سازه، استفاده از فنرها و میراگرهایی است که وظیفه‌ی شبیه‌سازی محیط نیمه بی‌نهایت خاک را در زیرسازه عهده‌دار هستند. با این حال، فرم جامع سیستم اندرکنش خاک و سازه، استفاده از مدل‌سازی اجزاء محدود دو یا سه بعدی است.^[۱۵-۱۷] در نوشتار حاضر، محیط سه‌بعدی خاک به صورت یک لایه‌ی یک‌نواخت ماسه‌یی با تراکم متوسط در زیرسازه در نظر گرفته شده است. برای این محیط، سرعت عبور موج برشی برابر با $V_s = ۲۰۰ m/s$ لحاظ شده است که در استاندارد ۲۸۰۰ ایران،^[۱۸] این نوع خاک در طبقه‌بندی نوع III قرار می‌گیرد.

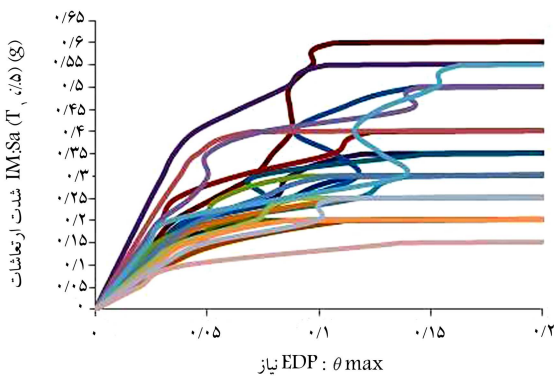
به منظور ارائه‌ی رفتار صحیح خاک تحت بارهای وارده، مدل غیرخطی هیستریزس خاک براساس مدل یانگ در نظر گرفته شده است.^[۱۸] نمای کلی از مدل توأم خاک و سازه در شکل ۱ ارائه شده است. شالوده‌ی سازه نیز به صورت شالوده‌ی سطحی با پلان مربعی و با طول ۸ متر و ضخامت ۱ متر طراحی شده است. لازم به ذکر است که بخشی از ابعاد در نظر گرفته شده برای شالوده در راستای مقابله با لنگر واژگونی تحت نیروی زلزله است. علاوه بر این، شالوده در مدل تحلیلی به نحوی در داخل خاک قرار گرفته است که سطح فوقانی شالوده با سطح زمین در یک تراز قرار می‌گیرند.

۳. روش تحلیل

۱.۳. مشخصات هندسی و مقاومتی مصالح

مدل‌سازی سه‌بعدی سیستم سازه و خاک، در نرم‌افزار OpenSees^{۱۰} انجام شده است. برای اعضاء فولادی، المان BDBC^{۱۱}، به واسطه‌ی پایداری مناسب در هم‌گرایی،^[۱۹] استفاده شده است که در آن، سطح مقطع اعضا به صورت مقاطع فایبری^{۱۲} و به همراه توزیع حالت خمیری در امتداد المان مدل می‌شود. انتگرال‌گیری در المان مذکور براساس قانون تربیع‌گوس لوژاندر^{۱۳} است که اثرات مرتبه‌ی دوم نیرو - تغییرمکان^{۱۴} نیز در تبدیل هندسی ماتریس سختی وارد می‌شود. مشخصات کشسان مصالح فولادی، شامل مدول کشسانی و تنش تسلیم به ترتیب برابر $۲٫۰ \times ۱۰^۵ N/mm^2$ و $۲۳۵ N/mm^2$ لحاظ شده است. همچنین در ناحیه‌ی رفتار غیرخطی مصالح فولادی، از مدل دوخطی کشسان‌خمیری استفاده شده است که در آن به خاطر تغییر تدریجی رفتار خطی به غیرخطی، از تغییرات ناگهانی در ماتریس سختی سازه اجتناب می‌شود (شکل ۲). برای دست‌یابی به نتایج مناسب،^[۲۰] مدل چشمه‌ی اتصال در کنار فنرهای دورانی و با مدل رفتاری نمایش داده‌شده در شکل ۳، برای مدل‌سازی اثرات گسیختگی احتمالی اتصالات در انتهای اعضا به کار برده شده است.^[۲۱] لازم به ذکر است که کف سازه‌یی طبقات، با استفاده از المان‌های پوسته‌ی کشسان به همراه دیاگرام صلب مدل شده است.

برای مدل‌سازی المان‌های خاک، از المان سه‌بعدی مکعبی اجزاء محدود در کتبخانه‌ی نرم‌افزار استفاده شده است. مدل رفتاری مصالح خاک با استفاده از مدل وابسته به «فشار و با سطوح تسلیم چندگانه»^{۱۵} صورت گرفته است. این مدل از مصالح، رفتار کشسان خمیری محیط پیوسته‌ی خاک را شبیه‌سازی می‌کند. از جمله



شکل ۵. نمونه‌یی از منحنی‌های IDA برای مدل سازه‌ی منظم.

صفحه‌ی مختصات IM-EDP ترسیم شده‌اند که نمونه‌یی از نمودارهای حاصل در شکل ۵ برای سازه‌ی منظم ارائه شده است. این نمودارها برای سایر سازه‌های مورد بحث در نوشتار حاضر نیز تهیه شده‌اند.

میان‌ه‌ی نقاط متناظر با یک سطح شتاب طیفی به‌عنوان منحنی مبنا برای انجام محاسبات استفاده شده است. براساس روش‌های آماری، می‌توان برای میان‌ه‌ی منحنی‌های IDA، یک رابطه‌ی نمایی برازش کرد (رابطه‌ی ۱):

$$EDP = a(IM)^b \quad (1)$$

که در آن، ضرایب a و b ، فاکتورهای رگرسیون‌گیری هستند. از رابطه‌ی ۱، برای محاسبات مربوط به تعیین سطوح قابلیت اطمینان سازه استفاده می‌شود. همچنین، سطوح عملکردی مختلف نیز براساس این منحنی قابل دست‌یابی است. در نوشتار حاضر، سطوح اطمینان عدم تجاوز از دو سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش (CP)^{۱۹} و ناپایداری دینامیکی (GI)^{۲۰} بررسی می‌شوند. براساس آنچه که در آیین‌نامه‌ی FEMA۳۵۰^[۲۰] ارائه شده است، سطح عملکرد CP متناظر با حالتی است که در آن شیب مماس بر نمودار IDA، بزرگ‌تر و یا مساوی با ۲۰٪ شیب ناحیه‌ی کشسان باشد. با این حال، تغییرمکان نسبی سازه نباید از ۱۰٪ مطابق با پیشنهاد ارائه‌شده در نوشتاری در سال ۲۰۰۲^[۲۱]، ناپایداری دینامیکی هنگامی به وجود می‌آید که نمودار IDA به یک خط افقی متمایل شود.

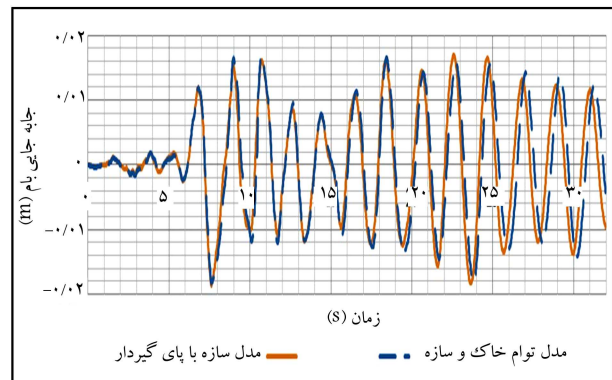
۴.۳. برآورد سطح اطمینان عدم تجاوز از اهداف عملکردی لرزه‌یی

برآورد سطوح اطمینان عدم تجاوز از اهداف عملکردی در سازه، در چارچوب روش قابلیت اطمینان احتمالاتی امکان‌پذیر است.^[۲۲] در روش مذکور، هدف اصلی تعیین سطح اطمینان حاصل از عدم تجاوز نیاز لرزه‌یی از ظرفیت لرزه‌یی سازه است. احتمال عبور نیاز لرزه‌یی ضریب‌دار سازه ($D.\gamma_R$) (بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی سازه)، از ظرفیت لرزه‌یی ضریب‌دار سازه ($C.\phi_R$) در سطح عملکرد موردنظر از رابطه‌ی ۲ به‌دست می‌آید:

$$\lambda_{PL} = \int P(D.\gamma_R \geq C.\phi_R | IM) f(IM) dIM \leq P. \quad (2)$$

که در آن، $d\lambda(IM) = f(IM)dIM$ تابع چگالی احتمالی شدت لرزه‌یی سایت موردنظر را اعلام می‌کند. این پارامتر با استفاده از منحنی خطر لرزه‌یی سایت (شکل ۶) و با یک رابطه‌ی توانی برای بسامد سالیانه‌ی عبور از سطوح مختلف IM قابل برآورد است (رابطه‌ی ۳):

$$\lambda(IM) = k_s(IM)^{-k} \quad (3)$$



شکل ۴. مقایسه‌ی پاسخ بام سازه به منظور صحت‌سنجی مدل تحلیلی.

آزاد خاک احاطه شده است. مدل مرزی ستون آزاد خاک^{۱۶} شامل ستون‌های خاکی است که به موازات محیط اصلی خاک و در پیرامون آن قرار می‌گیرند و حرکت میدان آزاد را با استفاده از یک سری میراگر ویسکوز به مرزهای محیط خاک تحمیل می‌کنند.^[۲۳] به منظور صحت‌سنجی مدل خاک - سازه، رفتار سه‌بعدی سازه‌ی منظم در دو حالت با پای‌گیردار و قرار گرفته بر روی خاک بررسی و مقایسه شده است. برای این منظور، پاسخ سازه‌ها در حالت ارتعاش آزاد و سپس تحت تأثیر یک مؤلفه‌ی زلزله مقایسه شده است. در هر دو حالت، زمانی که سرعت موج برشی خاک برابر با ۶۰۰ متر بر مجذور ثانیه لحاظ می‌شود، ویژگی‌های دینامیکی سازه‌ها در حالت ارتعاش آزاد، برای هر دو مدل سازه با پای‌گیردار و سازه‌ی قرارگرفته بر روی خاک، با اختلاف ناچیزی تقریباً یکسان می‌شود. همچنین در حالتی که سازه بر روی خاک قرار می‌گیرد، برای سرعت موج برشی مساوی و یا بیشتر از ۶۰۰ متر بر مجذور ثانیه، تحت تأثیر مؤلفه‌ی زلزله، پاسخ سازه‌ها برای هر دو حالت یکسان به‌دست می‌آید (شکل ۴).

۳.۳. زلزله‌های انتخابی و تحلیل دینامیکی افزایشی

ارزیابی عملکرد لرزه‌یی سازه‌های منظم و نامنظم با استفاده از تحلیل‌های IDA صورت می‌گیرد که به‌عنوان یکی از قوی‌ترین روش‌های آنالیز، جهت برآورد رفتار و عملکرد لرزه‌یی سازه‌ها شناخته می‌شود.^[۲۴] در روش IDA، پاسخ سازه تحت اثر دسته‌یی از رکوردهای زلزله و طی آنالیزهای دینامیکی غیرخطی محاسبه می‌شود؛ به نحوی که دامنه‌ی رفتار سازه از ناحیه‌ی کشسان تا حد تسلیم و نهایتاً تا ناپایداری دینامیکی مشخص شود. این فرایند با مقیاس کردن رکوردهای زلزله در سطوح شدت گوناگون صورت می‌پذیرد. در روش IDA، معیار شدت حرکت زمین (IM)^{۱۷} پارامتری است که شدت خطر محل احداث سازه را بیان می‌کند. همچنین پارامتر IM، به‌عنوان ضریب مقیاس رکوردهای زلزله به‌کار می‌رود.

علاوه بر این، پاسخ سازه با استفاده از تقاضای مهندسی (EDP)^{۱۸}، به‌ازاء رکوردهای زلزله‌ی مقیاس‌شده اندازه‌گیری می‌شود تا با استفاده از آن، عملکرد لرزه‌یی و میزان خسارت در سازه برآورد شود.^[۲۵،۲۷] در نوشتار حاضر، بیشینه‌ی تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقات (θ_{max}) به‌عنوان EDP و شتاب طیفی سازه در مود اول با میرایی ۵٪ ($S_a(T_1, 5\%)$) به‌عنوان IM در نظر گرفته شده‌اند. براساس مطالعات شوم (۱۹۹۹)^[۲۹] در سازه‌های با ارتفاع متوسط، استفاده از ۱۰٪ تا ۲۰٪ رکورد زلزله برای تشکیل منحنی‌های IDA کافی به نظر می‌رسد. در پژوهش حاضر، از ۲۰ رکورد زلزله استفاده شده است (جدول ۳). رکوردهای مورد استفاده، بر روی خاک نوع I (خاک سخت و بستر سنگی) ثبت شده‌اند. علاوه بر این، نمودارهای IDA در

جدول ۳. مشخصات رکوردهای زلزله‌ی مورد استفاده در تحلیل‌های IDA.

ردیف	زلزله	سال	ایستگاه ثبت	بزرگا	نوع گسلش	* $V_{s30}(m/s)$
۱	Chi-Chi-Taiwan-۰۲	۱۹۹۹	TTN۰۲۵	M(۵٫۹)	معکوس	۷۰۵
۲	Chi-Chi-Taiwan-۰۳	۱۹۹۹	TTN۰۲۵	M(۶٫۲)	معکوس	۷۰۵
۳	Hector Mine	۱۹۹۹	Anza-Pinyon Flat	M(۷٫۱)	امتداد لغز	۷۲۵
۴	Gilroy	۲۰۰۲	Fremont Coyote Hills Park	M(۴٫۹)	امتداد لغز	۷۱۳
۵	Chi-Chi-Taiwan-۰۳	۱۹۹۹	TCU۰۴۵	M(۶٫۲)	معکوس	۷۰۵
۶	Loma Prieta	۱۹۸۹	SF-Telegraph Hill	M(۶٫۹)	مایل	۷۱۳
۷	Chi-Chi-Taiwan-۰۵	۱۹۹۹	TCU۰۴۵	M(۶٫۲)	معکوس	۷۰۵
۸	Chi-Chi-Taiwan-۰۴	۱۹۹۹	TTN۰۲۵	M(۶٫۲)	امتداد لغز	۷۰۵
۹	Chi-Chi-Taiwan-۰۶	۱۹۹۹	TTN۰۴۰	M(۶٫۳)	معکوس	۷۲۸
۱۰	Loma Prieta	۱۹۸۹	Lower Crystal Springs Dam	M(۶٫۹)	مایل	۷۱۳
۱۱	Morgan Hill	۱۹۸۴	UCSC Lick Observatory	M(۶٫۱)	امتداد لغز	۷۱۴
۱۲	Whittier Narrows-۰۱	۱۹۸۷	LA-Chalon Rd	M(۶٫۰)	مایل	۷۴۰
۱۳	Duzce-Turkey	۱۹۹۹	Lamont ۱۰۶۰	M(۷٫۱)	امتداد لغز	۷۸۲
۱۴	Northridge-۰۱	۱۹۹۴	LA-Chalon Rd	M(۶٫۷)	معکوس	۷۴۰
۱۵	Chi-Chi-Taiwan-۰۲	۱۹۹۹	TCU۰۴۵	M(۵٫۹)	معکوس	۷۰۵
۱۶	Chi-Chi-Taiwan-۰۳	۱۹۹۹	TTN۰۴۰	M(۶٫۲)	معکوس	۷۲۸
۱۷	Chi-Chi-Taiwan-۰۴	۱۹۹۹	TTN۰۴۰	M(۶٫۲)	امتداد لغز	۷۲۸
۱۸	Chi-Chi-Taiwan-۰۵	۱۹۹۹	TTN۰۴۰	M(۶٫۲)	معکوس	۷۲۸
۱۹	Chi-Chi-Taiwan-۰۶	۱۹۹۹	TTN۰۲۵	M(۶٫۳)	معکوس	۷۰۵
۲۰	Manjil	۱۹۹۰	BHRC-Abbar	M(۷٫۴)	امتداد لغز	۷۲۴

* سرعت موج برشی در عمق ۳۰ متری از سطح زمین

عدم قطعیت ظرفیت (β_{UC}) و تقاضا (β_{UD}) است، به این صورت در محاسبات وارد می‌شود:

$$\beta_{UT} = \sqrt{\beta_{UC}^2 + \beta_{UD}^2} \quad (۴)$$

به علاوه، اثرات ناشی از ماهیت تصادفی نیروهای زلزله به واسطه ضریب بزرگ‌نمایی γ_R و عدم قطعیت در برآورد ظرفیت سازه با استفاده از ضریب کاهش φ_R در روابط ۵ و ۶ ظاهر می‌شود:

$$\gamma_R = e^{\frac{k}{\tau_b} \beta_{RD}^2} \quad (۵)$$

$$\varphi_R = e^{\frac{k}{\tau_b} \beta_{RC}^2} \quad (۶)$$

که در آن‌ها، ضرایب β_{RD} و β_{RC} به ترتیب انحراف از معیار لگاریتم طبیعی تقاضا و ظرفیت جایابی هستند. حال با فرض یک توزیع لگاریتمی نرمال برای احتمال وقوع سطح عملکرد با میانه λ_{PL} ، می‌توان درصد اطمینان از اینکه سطح عملکرد موردنظر در سازه در حد مجاز است را تعیین کرد. این احتمال به صورت تابع چگالی نرمال متغیر تصادفی K_x تعریف می‌شود (رابطه ۷): [۳۲]

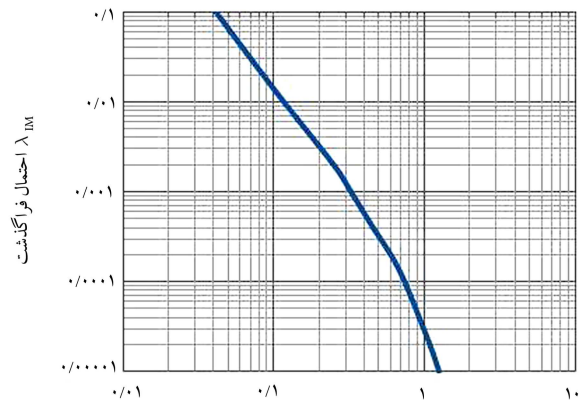
$$CL = \Phi(K_x) \quad (۷)$$

که در آن K_x از رابطه ۸ به دست می‌آید:

$$K_x = -\frac{1}{\beta_{UT}} \ln\left(\frac{\gamma_R D}{\varphi_R C}\right) \quad (۸)$$

که در آن، ضرایب k_0 و k_1 فاکتورهای رگرسیون‌گیری هستند.

در روش مهندسی زلزله‌ی احتمالاتی با استفاده از مفاهیم احتمالاتی، امکان سنجش اثرات ناشی از تصادفی بودن بارگذاری‌های لرزه‌یی و عدم قطعیت‌های موجود در مدل‌سازی سازه وجود دارد. عدم قطعیت‌های مربوط به مدل‌سازی سازه، عمدتاً به خاطر وجود تقریب‌ها و نبود اطلاعات کافی است که همواره نتایج تحلیل را تحت تأثیر قرار می‌دهد. از این رو، ضریب پراکندگی کلی (β_{UT}) که شامل ضرایب



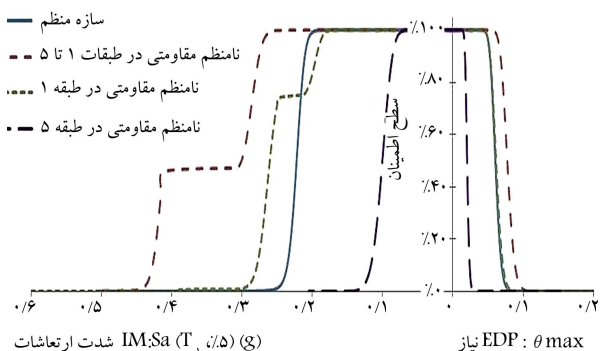
شکل ۶. منحنی خطر سایت. Sa(T, %۵) شتاب طیفی مود اول

شکل ۶. منحنی خطر سایت.

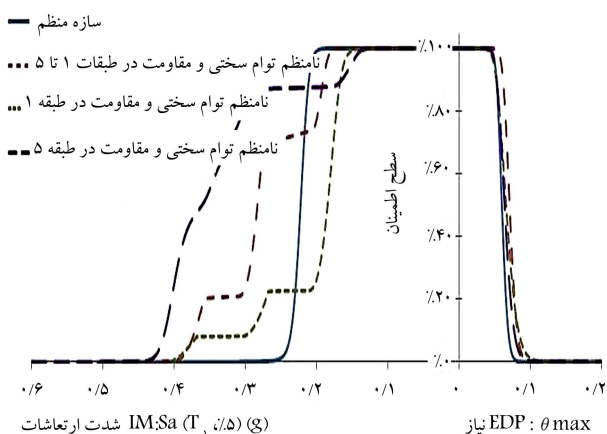
۴. بحث و بررسی پیرامون سطح اطمینان عدم تجاوز از سطوح عملکرد لرزه‌یی^{۲۱}

در مهندسی زلزله‌ی عملکردی، برای تشریح عملکرد سازه از دو کمیت ظرفیت و تقاضای (نیاز) لرزه‌یی استفاده می‌شود. ظرفیت لرزه‌یی، بیشینه‌ی نیرو یا پاسخی است که سیستم بدون شکست یا آسیب تحمل می‌کند که آن را با استفاده از سطوح عملکرد و به صورت احتمالاتی تعریف می‌کنند. نیاز لرزه‌یی نیز میزان نیرو (برش، ممان خمشی، نیروی محوری، ممان واژگونی، ...) یا پاسخ (تغییر مکان، سرعت، شتاب، شکل‌پذیری، انرژی) ایجاد شده در سیستم توسط یک تحریک لرزه‌یی است.

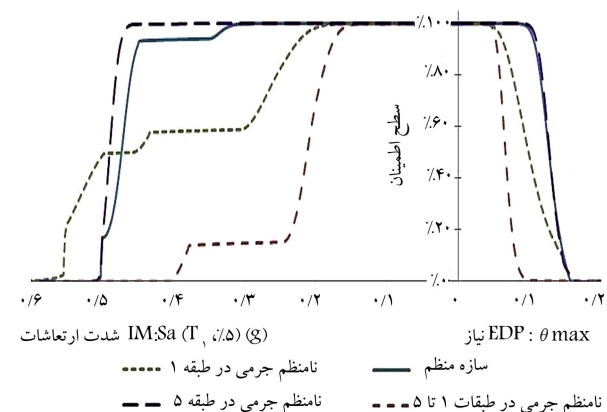
در بخش حاضر، نمودارهایی در قالب سطح اطمینان عدم تجاوز از اهداف عملکرد لرزه‌یی در برابر شدت ارتعاشات (IM) و تقاضای جابجایی (EDP) متناظر با آن‌ها ترسیم شده است (شکل‌های ۷ الی ۱۴) که برای دو سطح عملکرد CP و GI و به‌عنوان ظرفیت عملکردی سازه ترسیم شده‌اند. براساس نمودارهای مذکور، می‌توان تقاضا و خطر لرزه‌یی متناظر با یک سطح اطمینان مشخص را در هدف عملکردی سازه تعیین کرد (مقادیر مذکور برای ۴ سطح اطمینان ۲۵٪، ۵۰٪، ۷۵٪ و ۱۰۰٪ در جدول‌های ۴ الی ۷ ارائه شده‌اند).



شکل ۹. نمودار تغییرات سطح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد CP در برابر تقاضای جابجایی و شدت ارتعاشات برای مدل‌های نامنظم مقاومتی.



شکل ۱۰. نمودار تغییرات سطح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد GI در برابر تقاضای جابجایی و شدت ارتعاشات برای مدل‌های نامنظم توام سختی و مقاومتی.

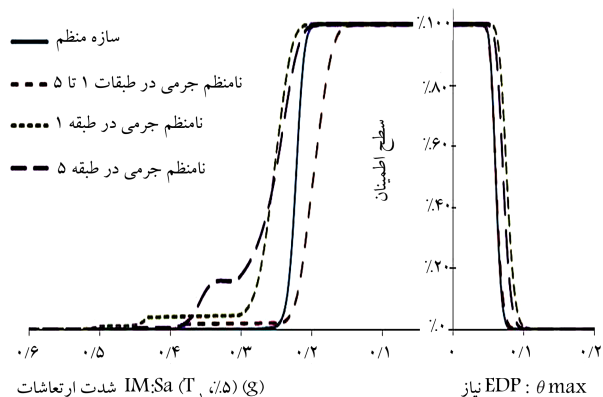


شکل ۱۱. نمودار تغییرات سطح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد GI در برابر تقاضای جابجایی و شدت ارتعاشات برای مدل‌های نامنظم جرمی.

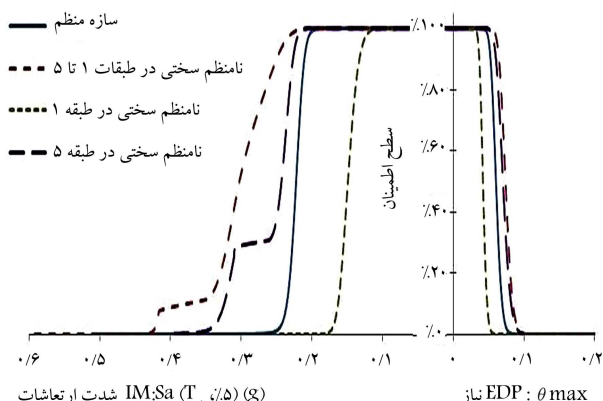
۱.۴. سطح اطمینان عدم تجاوز از عملکرد لرزه‌یی متناظر با یک سطح خطر مشخص

۱.۱.۴. سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش سازه (CP)

مطابق شکل ۷، چنانچه سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش (CP) به‌عنوان سطح عملکرد مطلوب سازه مد نظر قرارگیرد، مشاهده می‌شود که در مدل نامنظم ناشی از



شکل ۷. نمودار تغییرات سطح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد CP در برابر تقاضای جابجایی و شدت ارتعاشات برای مدل‌های نامنظم جرمی.



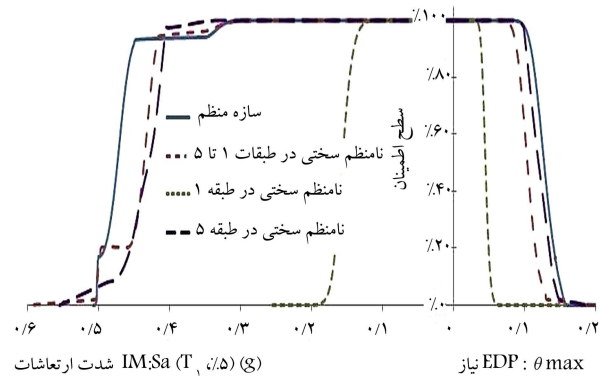
شکل ۸. نمودار تغییرات سطح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد CP در برابر تقاضای جابجایی و شدت ارتعاشات برای مدل‌های نامنظم سختی.

جدول ۴. شدت ارتعاشات مورد نیاز (g) برای تأمین سطوح اطمینان ۲۵، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصدی برای عدم تجاوز از سطح عملکرد CP.

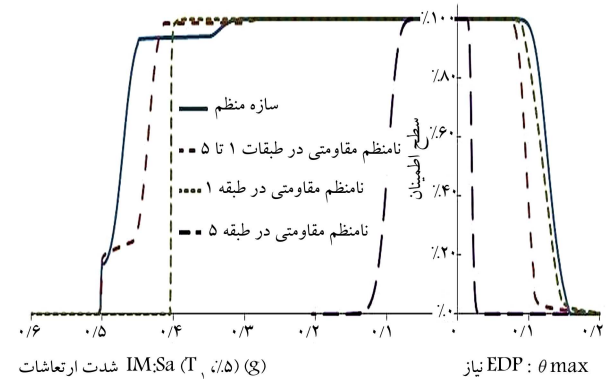
سطح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد CP (%)				مدل سازه‌ی	
۱۰۰	۷۵	۵۰	۲۵	طبقات	سازه
۰٫۱۶۶	۰٫۲۱۶	۰٫۲۲۲	۰٫۲۲۹	۱ تا ۱۰	منظم
۰٫۱۱۹	۰٫۱۸۴	۰٫۱۹۸	۰٫۲۱۱	۵ تا ۱	نامنظم جرمی
۰٫۱۷۹	۰٫۲۴۱	۰٫۲۵۴	۰٫۲۶۸	۱	
۰٫۱۶۹	۰٫۲۳۴	۰٫۲۵۲	۰٫۲۸۲	۵	
۰٫۱۷۶	۰٫۲۷۳	۰٫۳۰۳	۰٫۳۲۴	۵ تا ۱	نامنظم سختی
۰٫۰۸۹	۰٫۱۴۱	۰٫۱۴۹	۰٫۱۵۷	۱	
۰٫۱۷۹	۰٫۲۳۳	۰٫۲۴۳	۰٫۳۱۰	۵	
۰٫۱۷۹	۰٫۲۸۵	۰٫۳۰۱	۰٫۴۲۰	۵ تا ۱	نامنظم مقاومتی
۰٫۱۵۹	۰٫۲۱۹	۰٫۲۶۰	۰٫۲۷۰	۱	
۰٫۰۵۲	۰٫۰۹۳	۰٫۱۰۰	۰٫۱۰۸	۵	
۰٫۱۶۰	۰٫۲۰۳	۰٫۲۸۳	۰٫۲۹۸	۵ تا ۱	توام سختی و مقاومت
۰٫۰۹۳	۰٫۱۷۴	۰٫۱۸۴	۰٫۲۰۲	۱	
۰٫۱۱۴	۰٫۳۱۲	۰٫۳۵۸	۰٫۴۰۰	۵	

جدول ۵. شدت ارتعاشات مورد نیاز (g) برای تأمین سطوح اطمینان ۲۵، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصدی برای عدم تجاوز از سطح عملکرد GI.

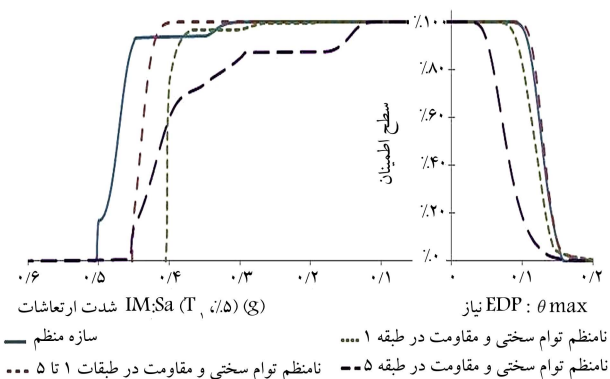
سطح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد GI (%)				مدل سازه‌ی	
۱۰۰	۷۵	۵۰	۲۵	طبقات	سازه
۰٫۲۳۶	۰٫۴۶۳	۰٫۴۷۳	۰٫۴۸۶	۱ تا ۱۰	منظم
۰٫۱۱۳	۰٫۱۹۵	۰٫۲۱۲	۰٫۲۲۸	۵ تا ۱	نامنظم جرمی
۰٫۰۹۹	۰٫۲۵۶	۰٫۴۵۸	۰٫۵۴۴	۱	
۰٫۲۷۵	۰٫۴۸۳	۰٫۴۹۰	۰٫۴۹۷	۵	
۰٫۲۱۶	۰٫۴۲۷	۰٫۴۳۶	۰٫۴۴۹	۵ تا ۱	نامنظم سختی
۰٫۰۹۱	۰٫۱۴۹	۰٫۱۵۷	۰٫۱۶۴	۱	
۰٫۲۴۶	۰٫۵۵۳	۰٫۵۵۳	۰٫۵۵۳	۵	
۰٫۲۵۸	۰٫۴۳۰	۰٫۴۳۹	۰٫۴۵۶	۵ تا ۱	نامنظم مقاومتی
۰٫۲۶۸	۰٫۴۰۳	۰٫۴۰۳	۰٫۴۰۳	۱	
۰٫۰۵۰	۰٫۰۹۱	۰٫۰۹۹	۰٫۱۰۷	۵	
۰٫۲۹۰	۰٫۴۳۱	۰٫۴۴۰	۰٫۴۴۸	۵ تا ۱	توام سختی و مقاومت
۰٫۱۶۱	۰٫۴۰۰	۰٫۴۰۳	۰٫۴۰۳	۱	
۰٫۰۷۶	۰٫۳۴۶	۰٫۴۱۱	۰٫۴۳۵	۵	



شکل ۱۲. نمودار تغییرات سطح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد GI در برابر تقاضای جابجایی و شدت ارتعاشات برای مدل‌های نامنظم سختی.



شکل ۱۳. نمودار تغییرات سطح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد GI در برابر تقاضای جابجایی و شدت ارتعاشات برای مدل‌های نامنظم مقاومتی.



شکل ۱۴. نمودار تغییرات سطح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد GI در برابر تقاضای جابجایی و شدت ارتعاشات برای مدل‌های نامنظم توأم سختی و مقاومت.

تغییرات جرم در طبقات اول تا پنجم سازه (۵ : ۱) $(M(2))$ ، قابلیت اطمینان به عدم تجاوز از این سطح عملکرد نسبت به سایر مدل‌های نامنظم جرمی، در شدت ارتعاشات کمتری امکان‌پذیر است؛ به نحوی که نسبت به سازه‌ی منظم، بیشینه‌ی کاهش ۳۰ درصدی در سطح ارتعاشات لرزه‌ی قابل تحمل برای سازه مشاهده می‌شود. برای سایر مدل‌های نامنظم جرمی، امکان تأمین یک سطح اطمینان مطلوب در شدت‌های بالاتری از ارتعاشات لرزه‌ی امکان‌پذیر است. با افزایش سطح خطر لرزه‌ی منطقه‌ی احداث سازه (افزایش شدت ارتعاشات لرزه‌ی)، اختلاف بین مدل‌های منظم و نامنظم

جدول ۶. سطوح تقاضای تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقات سازه برای تأمین سطوح اطمینان ۲۵، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصدی برای عدم تجاوز از سطح عملکرد CP.

مدل سازه‌یی	سازه	طبقات	سطح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد CP (%)			
			۱۰۰	۷۵	۵۰	۲۵
منظم	۱ تا ۱۰		۰٫۰۳۵	۰٫۰۵۶	۰٫۰۶۰	۰٫۰۶۵
			۰٫۰۳۳	۰٫۰۵۶	۰٫۰۶۱	۰٫۰۶۶
نامنظم جرمی	۱	۵	۰٫۰۴۲	۰٫۰۷۰	۰٫۰۷۶	۰٫۰۸۲
			۰٫۰۳۹	۰٫۰۶۶	۰٫۰۷۱	۰٫۰۷۷
نامنظم سختی	۱	۵	۰٫۰۴۳	۰٫۰۶۹	۰٫۰۷۴	۰٫۰۸۰
			۰٫۰۲۵	۰٫۰۳۹	۰٫۰۴۲	۰٫۰۴۵
نامنظم مقاومتی	۱	۵	۰٫۰۳۸	۰٫۰۶۵	۰٫۰۷۰	۰٫۰۷۶
			۰٫۰۴۵	۰٫۰۷۲	۰٫۰۷۷	۰٫۰۸۳
توام سختی و مقاومت	۱	۵	۰٫۰۳۴	۰٫۰۵۷	۰٫۰۶۲	۰٫۰۶۶
			۰٫۰۱۱	۰٫۰۱۹	۰٫۰۲۰	۰٫۰۲۲
	۱	۵	۰٫۰۴۱	۰٫۰۶۶	۰٫۰۷۱	۰٫۰۷۷
			۰٫۰۲۶	۰٫۰۵۹	۰٫۰۶۶	۰٫۰۷۵
			۰٫۰۳۰	۰٫۰۵۸	۰٫۰۶۴	۰٫۰۷۱

جدول ۷. سطوح تقاضای تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقات سازه برای تأمین سطوح اطمینان ۲۵، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصدی برای عدم تجاوز از سطح عملکرد GI.

مدل سازه‌یی	سازه	طبقات	سطح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد GI (%)			
			۱۰۰	۷۵	۵۰	۲۵
منظم	۱ تا ۱۰		۰٫۰۷۰	۰٫۱۱۸	۰٫۱۲۸	۰٫۱۳۸
			۰٫۰۳۱	۰٫۰۶۰	۰٫۰۶۷	۰٫۰۷۴
نامنظم جرمی	۱	۵	۰٫۰۲۱	۰٫۰۸۱	۰٫۰۹۹	۰٫۱۲۲
			۰٫۰۷۶	۰٫۱۲۰	۰٫۱۲۹	۰٫۱۳۸
نامنظم سختی	۱	۵	۰٫۰۵۶	۰٫۰۹۶	۰٫۱۰۴	۰٫۱۱۳
			۰٫۰۲۶	۰٫۰۴۲	۰٫۰۴۵	۰٫۰۴۹
نامنظم مقاومتی	۱	۵	۰٫۰۷۲	۰٫۱۰۸	۰٫۱۲۰	۰٫۱۳۳
			۰٫۰۶۰	۰٫۰۹۱	۰٫۰۹۷	۰٫۱۰۳
	۱	۵	۰٫۰۶۶	۰٫۱۰۷	۰٫۱۲۰	۰٫۱۳۳
			۰٫۰۱۰	۰٫۰۱۸	۰٫۰۲۰	۰٫۰۲۲
توام سختی و مقاومت	۱	۵	۰٫۰۷۶	۰٫۱۲۱	۰٫۱۳۰	۰٫۱۴۰
			۰٫۰۴۹	۰٫۱۰۵	۰٫۱۱۸	۰٫۱۳۱
			۰٫۰۱۶	۰٫۰۶۲	۰٫۰۷۷	۰٫۰۹۴

در میزان قابلیت اطمینان سازه افزایش می‌یابد، به نحوی که نسبت به مدل منظم، بیشینه‌ی افزایشی برابر با ۲۳٪ در مدل نامنظمی جرمی در طبقه‌ی پنجم (M(۲)۵) مشاهده می‌شود.

کاهش ۴۰ درصدی سختی در طبقه‌ی اول سازه (K(۰٫۶)۱) باعث شده است تا دست‌یابی به سطوح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد CP، نسبت به مدل منظم و سایر مدل‌های نامنظم سختی در شدت ارتعاشات کمتری مقدور باشد؛ به نحوی که در مقایسه با سازه‌ی منظم، بیشینه‌ی کاهش ۴۶ درصدی در شدت ارتعاشات لرزه‌یی مشاهده می‌شود (شکل ۸). مقایسه‌ی سایر مدل‌های نامنظمی سختی با سازه‌ی منظم نشان می‌دهد که با افزایش سطح خطر لرزه‌یی منطقه، امکان دست‌یابی به سطوح اطمینان بالاتر میسر است که برای مدل نامنظمی سختی در طبقات اول تا پنجم (۵ : K(۰٫۶)۱) و نامنظمی سختی در طبقه‌ی پنجم (۵ : K(۰٫۶)۱) به ترتیب بیشینه‌ی افزایش ۴۱٪ و ۳۶٪ در شدت ارتعاشات لرزه‌یی مشاهده می‌شود.

در بین تمامی مدل‌های نامنظم مورد بحث، کمترین ظرفیت تحمل شدت ارتعاشات برای برآورد سطح عملکرد CP، در مدل نامنظمی مقاومتی در طبقه‌ی پنجم سازه (S(۰٫۶)۵) وجود دارد که نسبت به سازه‌ی منظم ۷۰٪ کاهش اتفاق می‌افتد (شکل ۹). با کاهش سطح اطمینان موردنظر برای سازه، درصد اختلاف بین مدل‌های منظم و نامنظم در قابلیت تحمل شدت ارتعاشات افزایش می‌یابد. علی‌رغم افزایش ۸۵ و ۱۸ درصدی در قابلیت تحمل شدت ارتعاشات برای مدل نامنظمی مقاومتی در طبقات اول تا پنجم (۵ : S(۰٫۶)۱) و مدل نامنظمی مقاومتی در طبقه‌ی اول (S(۰٫۶)۱)، در مدل نامنظمی مقاومتی در طبقه‌ی پنجم سازه (S(۰٫۶)۵) تحمل شدت ارتعاشات به‌صورت کاهشی بوده است که در سطح اطمینان ۲۵٪ به میزان ۵۳٪ کاهش مشاهده می‌شود.

در مدل‌های نامنظم ناشی از تغییرات توأم سختی و مقاومت، شدت ارتعاشات موردنیاز برای ایجاد یک سطح اطمینان مشخص در سطح عملکرد CP، بسته به موقعیت طبقه یا طبقات نامنظم متفاوت خواهد بود؛ به نحوی که نسبت به سازه‌ی منظم، در مدل (KS(۰٫۶)۱) کاهش ۱۰ تا ۴۵ درصدی و در مدل (KS(۰٫۶)۵)، افزایش ۴۵ تا ۷۰ درصدی شدت ارتعاشات لرزه‌یی برای تأمین سطوح اطمینان ۲۵٪ تا ۷۵٪ مشاهده می‌شود. در جدول ۴، شدت ارتعاشات قابل تحمل برای سازه جهت تأمین سطوح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد CP، برای ۴ سطح اطمینان ۲۵٪، ۵۰٪، ۷۵٪ و ۱۰۰٪ ارائه شده است.

۲.۱.۴. سطح عملکرد ناپایداری کلی سازه (GI)

مطابق شکل ۱۰، ایجاد نامنظمی ناشی از تغییرات جرم در طبقات اول تا پنجم سازه (۵ : M(۲)۱)، باعث شده است تا تأمین سطوح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد GI در شدت ارتعاشات لرزه‌یی پایین‌تری امکان‌پذیر باشد. در این حالت، بیشینه‌ی ۶۰٪ اختلاف در سطح ارتعاشات، نسبت به سازه‌ی منظم مشاهده می‌شود. وضعیت مشابهی برای مدل نامنظمی جرمی در طبقه‌ی اول سازه (M(۲)۱) وجود دارد. با این حال، برای سطوح قابلیت اطمینان پایین‌تر از ۵۰٪، سطح ارتعاشات قابل تحمل برای سازه افزایش می‌یابد. در مقایسه با سازه‌ی منظم، تفاوت چندانی در سطح ارتعاشات قابل تحمل برای مدل نامنظمی جرمی در طبقه‌ی پنجم (M(۲)۵)، مشاهده نمی‌شود.

مطابق شکل ۱۱، دامنه‌ی تحمل شدت ارتعاشات، برای تأمین سطوح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد GI در مدل نامنظمی سختی در طبقه‌ی اول (K(۰٫۶)۱)، نسبت به سایر مدل‌های نامنظم سختی، محدودتر است؛ که در مقایسه با سازه‌ی منظم، کاهش ۶۰ تا ۶۸ درصدی در سطح ارتعاشات مشاهده می‌شود. در سایر

ناشی از تغییرات مقاومت در طبقه‌ی پنجم سازه (S(۰/۶)۵) مشاهده می‌شود که نسبت به سازه‌ی منظم برای تأمین سطوح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد CP، کاهش ۶۵ تا ۷۰ درصدی در تغییرمکان‌ها مشاهده می‌شود (شکل ۹). این در حالی است که کاهش ۴۰ درصدی مقاومت در طبقه‌ی اول سازه (S(۰/۶)۱)، تأثیر چندانی در سطوح تقاضا نسبت به سازه‌ی منظم ندارد و بیشینه‌ی اختلاف در تغییرمکان‌ها به ۳٪ محدود می‌شود. همچنین، برای مدل نامنظم مقاومتی در نیمه‌ی پایینی سازه (S(۰/۶)۱ : ۵)، اختلاف بین بیشینه‌ی تقاضا در برآورد سطح عملکرد CP، نسبت به مدل منظم ۲۸٪ است.

مطابق شکل ۱۰، در مدل‌های نامنظم ناشی از تغییرات توأم سختی و مقاومت، بیشینه‌ی تفاوت ۲۶ درصدی تقاضای جابجایی، در تأمین سطوح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد CP نسبت به سازه‌ی منظم مشاهده می‌شود. این اختلاف که عمدتاً به صورت کاهش تقاضاست، در مدل (KS(۰/۶)۱) و در تأمین سطح اطمینان ۱۰۰٪ مشاهده می‌شود. با این حال، با کاهش سطح اطمینان مطلوب در سازه‌ها، سطح تقاضا نسبت به سازه‌ی منظم افزایش می‌یابد، به نحوی که در مدل نامنظم (KS(۰/۶)۱ : ۵)، بیشینه‌ی اختلاف‌ها به ۱۸٪ محدود می‌شود. در جدول ۶، تقاضای تغییرمکان جانبی نسبی بین طبقات سازه برای عدم تجاوز از سطح عملکرد CP در سطوح اطمینان ۲۵٪، ۵۰٪، ۷۵٪ و ۱۰۰٪ ارائه شده است.

۲.۲.۴. سطح عملکرد ناپایداری کلی سازه (GI)

در مقایسه با سازه‌ی منظم، مطابق نمودارهای شکل ۱۳ مشاهده می‌شود که در بین مدل‌های نامنظم ناشی از تغییرات جرم، کمترین تغییرات در سطح تقاضا در مدل نامنظم جرمی در طبقه‌ی پنجم (M(۲)۵) اتفاق افتاده است (بیشینه‌ی اختلاف ۹٪). این در حالی است که در مدل (M(۲)۱) و (M(۲)۱ : ۵)، به ترتیب بیشینه‌ی ۷۰٪ و ۵۵٪ در سطح تقاضای جابجایی‌ها اختلاف مشاهده می‌شود.

برای مدل‌های نامنظم ناشی از کاهش ۴۰ درصدی سختی مشاهده می‌شود که بیشترین کاهش در سطح تقاضای جابجایی در مدل نامنظم سختی در طبقه‌ی اول (KS(۰/۶)۱) رخ داده است که در آن برای بازه‌ی قابلیت اطمینان ۲۵٪ تا ۱۰۰٪، کاهش ۶۳ الی ۶۵ درصدی در بیشینه‌ی تغییرمکان جانبی نسبی بین طبقات سازه اتفاق افتاده است (شکل ۱۱). این کاهش برای مدل نامنظم سختی در طبقات اول تا پنجم سازه (KS(۰/۶)۱ : ۵) کمتر بوده است، به نحوی که بیشینه‌ی مقدار آن به ۲۰٪ محدود شده است. کمترین تفاوت در سطح تقاضا نسبت به سازه‌ی منظم، مربوط به مدل نامنظم سختی در طبقه‌ی پنجم (KS(۰/۶)۵) است که در آن بیشینه‌ی اختلاف ۸٪ مشاهده می‌شود.

در مقایسه با سازه‌ی منظم، بیشترین کاهش در سطح تقاضای مربوط به برآورد سطح عملکرد GI، مربوط به مدل نامنظم ناشی از تغییرات مقاومت در طبقه‌ی پنجم (S(۰/۶)۵) است که بیشینه‌ی کاهش ۸۶٪ را به دست می‌دهد (شکل ۱۲). برای سایر حالات نامنظم ناشی از تغییرات مقاومت در سازه، بسته به محل قرارگیری طبقه یا طبقات نامنظم، درصد کاهش تقاضا متفاوت بوده است، به نحوی که در مدل نامنظم مقاومتی در طبقات اول تا پنجم سازه (S(۰/۶)۱ : ۵)، بیشینه‌ی کاهش ۲۶ درصدی و برای مدل نامنظم مقاومتی در طبقه‌ی اول (S(۰/۶)۱)، بیشینه‌ی کاهش ۱۰٪ مشاهده می‌شود.

برای مدل‌های نامنظم ناشی از تغییرات توأم سختی و مقاومت (شکل ۱۴) مشاهده می‌شود که بیشترین اختلاف در سطح تقاضای جابجایی نسبت به سازه‌ی منظم، متعلق به مدل (KS(۰/۶)۵) است (بیشینه‌ی کاهش ۷۶٪ نسبت به سازه‌ی منظم). برای سایر مدل‌های نامنظم از این قبیل، اختلاف مذکور با کاهش

حالات نامنظمی سختی، اختلاف مذکور کمتر است. برای مدل نامنظم سختی در طبقات اول تا پنجم سازه (KS(۰/۶)۱ : ۵)، کاهش ۸ درصدی و برای مدل نامنظم سختی در طبقه‌ی پنجم (KS(۰/۶)۵)، بیشینه‌ی افزایش ۲۰ درصدی در سطح ارتعاشات اتفاق افتاده است.

براساس نمودارهای شکل ۱۲، وجود نامنظمی ناشی از تغییرات مقاومت در سازه باعث شده است تا از شدت ارتعاشات قابل تحمل برای تأمین سطوح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد GI کاسته شود. در بین تمامی مدل‌های نامنظم مورد بحث در نوشتار حاضر، مدل نامنظم مقاومتی در طبقه‌ی پنجم سازه (S(۰/۶)۵)، نشان‌دهنده‌ی کاهش ۸۰ درصدی در شدت ارتعاشات است. با این حال، برای سایر مدل‌های نامنظم مقاومتی، سطح ارتعاشات قابل تحمل برای سازه افزایش یافته است که در مقایسه با مدل منظم، به ترتیب بیشینه‌ی ۱۰٪ و ۱۷٪ اختلاف در مدل‌های (S(۰/۶)۱) و (S(۰/۶)۱ : ۵) مشاهده می‌شود.

وضعیت مشابهی برای مدل‌های نامنظم ناشی از تغییرات توأم سختی و مقاومت در سازه‌ها اتفاق می‌افتد که در آن، برای مدل (KS(۰/۶)۵)، بیشینه‌ی اختلاف ۶۸ درصدی در سطح ارتعاشات قابل تحمل برای سازه نسبت به سازه‌ی منظم مشاهده می‌شود. با این حال، با کاهش سطح اطمینان مطلوب در سازه، اختلاف مذکور نیز کاهش می‌یابد. علاوه بر این، برای مدل‌های نامنظم ناشی از تغییرات توأم سختی و مقاومت در نیمه‌ی پایینی سازه (KS(۰/۶)۱ : ۵) و در طبقه‌ی اول (KS(۰/۶)۱)، به ترتیب، بیشینه‌ی اختلاف ۲۳ و ۳۲ درصدی مشاهده می‌شود. در جدول ۵، شدت ارتعاشات قابل تحمل برای سازه جهت تأمین سطوح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد GI برای ۴ سطح ۲۵٪، ۵۰٪، ۷۵٪ و ۱۰۰٪ ارائه شده است.

۲.۴. سطوح تقاضا برای برآورد یک سطح اطمینان مشخص

۱.۲.۴. سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش سازه (CP)

چنانچه سطح عملکرد مطلوب سازه، آستانه‌ی فروریزش (CP) در نظر گرفته شود، مطابق با نمودارهای ارائه‌شده در شکل ۷ مشاهده می‌شود که در مدل نامنظم ناشی از تغییرات جرم در طبقات اول تا پنجم سازه (M(۲)۱ : ۵)، اختلاف بین تقاضای جابجایی برای دست‌یابی به یک سطح اطمینان مشخص نسبت به مدل منظم، کمترین اختلاف را در بین مدل‌های نامنظم جرمی دارد (بیشینه‌ی اختلاف ۵٪ نسبت به سازه‌ی منظم).

برای مدل‌های نامنظم جرمی در طبقه‌ی پنجم (M(۲)۵) و اول (M(۲)۱)، سطوح تقاضا در سازه افزایش می‌یابد، به نحوی که به ترتیب بیشینه‌ی افزایش ۱۸٪ و ۲۸٪ در تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقات در سازه‌های مذکور مشاهده می‌شود. این افزایش جابجایی‌ها به این معناست که سازه توان تحمل تغییر شکل‌های بزرگ‌تری را در تأمین یک سطح اطمینان مشخص دارد.

مطابق شکل ۸، در بین مدل‌های نامنظم ناشی از تغییرات سختی، سطح تقاضا برای برآورد سطح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد CP، در مدل نامنظم سختی در طبقه‌ی اول (KS(۰/۶)۱)، نسبت به سایر مدل‌های نامنظم سختی کاهش می‌یابد، به نحوی که در مقایسه با مدل منظم، بیشینه‌ی کاهش ۳۰ درصدی مشاهده می‌شود. این در حالی است که برای سایر مدل‌های نامنظم سختی، سطوح تقاضا در سازه افزایش نسبی نشان می‌دهد که در مقایسه با سازه‌ی منظم، برای مدل نامنظم سختی در طبقات اول تا پنجم (KS(۰/۶)۱ : ۵)، ۲۳٪ افزایش در جابجایی‌ها مشاهده می‌شود.

در مقایسه با تمامی مدل‌های نامنظم، کمترین تقاضای جابجایی برای مدل نامنظم

مقاومتی در طبقه‌ی پنجم، متوسط کاهش ۵۸٪ و برای مدل نامنظم مقاومتی در طبقات اول تا پنجم، متوسط افزایش ۴۰٪ مشاهده می‌شود. این تغییرات در شدت ارتعاشات باعث شده است تا تقاضای جابجایی در مدل‌های مذکور نیز بیشترین تغییرات را نسبت به مدل منظم داشته باشد. برای مدل نامنظم مقاومتی در طبقه‌ی پنجم، متوسط کاهش ۶۷٪ و برای مدل نامنظم مقاومتی در طبقات اول تا پنجم، متوسط افزایش ۲۸ درصدی در متوسط سطوح تقاضا مشاهده می‌شود. در مقابل، تقاضای جابجایی در مدل‌های نامنظم ناشی از تغییرات جرم و مقاومت در طبقه‌ی اول سازه، تفاوت چندانی با مدل منظم ندارد.

به طور کلی، در مرحله‌ی رفتار غیرخطی شدید سازه‌های نامنظم (سطح عملکرد GI) مشاهده می‌شود که دست‌یابی به درصد قابلیت اطمینان موردنظر در شدت ارتعاشات پایین‌تری نسبت به سازه‌ی منظم میسر است که به موجب آن تقاضای جابجایی کمتری نسبت به سازه‌ی منظم مشاهده می‌شود. متوسط درصد تغییرات در شدت ارتعاشات قابل تحمل برای سازه در تمامی مدل‌های نامنظم به صورت کاهش بوده است، که بیشینه‌ی کاهش ۸۰ درصدی در مدل نامنظم ناشی از تغییرات مقاومت در طبقه‌ی پنجم سازه اتفاق افتاده است. مدل‌های نامنظم ناشی از تغییرات سختی در طبقه‌ی اول و نامنظم ناشی از تغییرات جرم در طبقات اول تا پنجم سازه به ترتیب با ۶۶٪ و ۵۴٪ کاهش در شدت ارتعاشات، در رده‌های بعدی قرار گرفته‌اند. علاوه بر این، متوسط سطوح تقاضا نیز در این مدل‌ها بیشترین کاهش را دارد که بیشینه‌ی مقدار آن در مدل نامنظم ناشی از تغییرات مقاومت در طبقه‌ی پنجم سازه و به میزان ۸۵٪ است.

سطح اطمینان مربوط کاهش یافته است، به نحوی که برای دامنه‌ی سطح اطمینان ۲۵٪ تا ۱۰۰٪، در مدل (KS(۰,۶)۱ : ۵)، از ۱٪ تا ۹٪ افزایش و برای مدل (KS(۰,۶)۱۱)، از ۶٪ تا ۳۰٪ کاهش در سطح تقاضا اتفاق افتاده است. در جدول ۷، تقاضای تغییرمکان جانبی نسبی بین طبقات سازه برای سطوح اطمینان ۲۵، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصدی عدم تجاوز از سطح عملکرد GI ارائه شده است.

۵. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، اثرات نامنظمی‌های غیرهندسی در ارتفاع سازه، شامل نامنظمی‌های ناشی از تغییرات جرم، سختی، مقاومت و توأم سختی و مقاومت در رفتار لرزه‌ی یک قاب سه‌بعدی فولادی ۱۰ طبقه بررسی شده است. ارزیابی‌ها در چارچوب منحنی‌های تأمین سطوح اطمینان عدم تجاوز از سطح عملکرد CP و GI صورت پذیرفته است. با توجه به منحنی‌های حاصل شده، امکان تعیین شدت ارتعاشات و تقاضای جابجایی متناظر با یک سطح اطمینان مشخص وجود دارد.

چنانچه به سطح عملکرد CP به عنوان سطح عملکرد مطلوب سازه توجه شود، مشاهده می‌شود که نسبت به سازه‌ی منظم، متوسط تغییرات در شدت ارتعاشات قابل تحمل برای سازه در ۴ سطح اطمینان ۲۵، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد در مدل‌های نامنظم ناشی از تغییرات مقاومت، بیشینه است؛ به نحوی که برای مدل نامنظم

پانویس‌ها

1. displacement based adaptive pushover analysis
2. force based adaptive pushover analysis
3. incremental dynamic analysis (IDA)
4. superstructure
5. substructure
6. box
7. mass
8. stiffness
9. strength
10. open system for earthquake engineering simulation
11. displacement-based beam-column element
12. fiber sections
13. the gauss-legendre quadrature rule
14. p-delta
15. pressure dependent multi yield
16. free field boundary
17. intensity measure (IM)
18. engineering demand parameter (EDP)
19. collapse prevention (CP)
20. global instability (GI)
21. the confidence level of meeting the performance objectives

منابع (References)

1. Reinhorn, K.D. and Rutenberg, A.M. "A seismic response of irregular frame structures near collapse: Experimental and analytical investigation", *Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures*, Thessaloniki (2005).
2. 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).
3. Tremblay, R. and Poncet, L. "Seismic performance of concentrically braced steel frames in multistory buildings with mass irregularity", *Journal of Structural Engineering*, **131**(9), pp. 1363-1375 (2005).
4. Pinho, R. and Antoniou, S. "A displacement-based adaptive pushover algorithm for assessment of vertically irregular frames", *Proceedings of the 4th European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures*, CD ROM. Thessaloniki (2005).

5. Michalis, F., Dimitrios, V. and Manolis, P. "Evaluation of the influence of vertical irregularities on the seismic performance of a nine-storey steel frame", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **35**(12), pp. 1489-1509 (2006).
6. Le-Trung, K., Lee, K., Lee, J. and Lee, D.H. "Evaluation of seismic behaviour of steel special moment frame buildings with vertical irregularities", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **21**(3), pp. 215-232 (2012).
7. Harte, M., Basu, B. and Nielsen, S.R.K. "Dynamic analysis of wind turbines including soil-structure interaction", *Engineering Structures*, **45**, pp. 509-518 (2012).
8. Shakib, H. and Atefatdoost, G.R. "Effect of soil-structure interaction on torsional response of asymmetric wall type systems", *Procedia Engineering*, **14**, pp. 1729-1736 (2011).
9. De Stefano, M. and Pintucchi, B. "A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002", *Bulletin of Earthquake Engineering*, **6**(2), pp. 285-308 (2008).
10. *Building National Code of Iran - Loads for Buildings*, Institute of Building National Code (2014).
11. Standard 2800., *Building and Housing Research Centre*, Tehran, Iran (2014).
12. *Building National Code of Iran - Steel Design*, Institute of Building National Code (2014).
13. Wolf, J.P., *Dynamic Soil-Structure Interaction*, Prentice-Hall Englewood Cliffs, N.J. (1985).
14. Wolf, J.P. and Deeks, A.J. *Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J. (1994).
15. Su, J. and Wang, Y. "Equivalent dynamic infinite element for soil-structure interaction", *Finite Elements in Analysis and Design*, **63**, pp. 1-7 (2013).
16. Kazakov, K.S. "Elastodynamic infinite elements with united shape functions for soil-structure interaction", *Finite Elements in Analysis and Design*, **46**(10), pp. 936-942 (2010).
17. Shakib, H. and Fuladgar, A. "Dynamic soil-structure interaction effects on the seismic response of asymmetric buildings", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **24**(5), pp. 379-388 (2004).
18. Yang, Z. and Elgamal, A.W.M. "Numerical modeling of earthquake site response including dilation and liquefaction", University of California at San Diego, Dept. of Structural Engineering (2000).
19. Vamvatsikos, D., Alexandropoulos, K., Giannitsas, P. and Zeris, C. "Influence of element modeling on the predicted seismic performance of an existing RC building", *National Conference of Earthquake Engineering*, San Fransisco (2006).
20. Krawinkler, H. "State of art report on systems performance of moment resisting steel frames subject to earthquake ground shaking", SAC report no. FEMA 355C., FEMA, Washington (DC) (2000).
21. Asgarian, B., Sadrinezhad, A. and Alanjari, P. "Seismic performance evaluation of steel moment resisting frames through incremental dynamic analysis", *Journal of Constructional Steel Research*, **66**(2), pp. 178-190 (2010).
22. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and Fenves, G.L. "OpenSees command language manual", Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center (2005).
23. Preisig, M. and Jeremic, B. "Nonlinear finite element analysis of dynamic soil-foundation-structure interaction", University of California, Davis (2005).
24. Hokmabadi, A.S., Fatahi, B. and Samali, B. "Assessment of soil-pile-structure interaction influencing seismic response of mid-rise buildings sitting on floating pile foundations", *Computers and Geotechnics*, **55**, pp. 172-186 (2014).
25. Rayhani, M. and El Naggar, M.H. "Numerical modeling of seismic response of rigid foundation on soft soil", *International Journal of Geomechanics*, **8**(6), pp. 336-346 (2008).
26. 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).
27. Jalayer, F. and Cornell, C. "Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **38**(8), pp. 951-972 (2009).
28. Bianchini, M., Diotallevi, P. and Baker, J. "Prediction of inelastic structural response using an average of spectral accelerations", *10th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR09)*, pp. 13-17 (2009).
29. Shome, N. and Cornell, C.A. "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures", Stanford University Stanford, CA, USA (1999).
30. *FEMA: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, Washington DC (2000).
31. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. "Incremental dynamic analysis", *J. of the International Association for Earthquake Engineering*, **31**(3), pp. 491-514 (2002).
32. Jalayer, F. and Cornell, C.A. "A technical framework for probability-based demand and capacity factor design (DCFD) seismic formats", Pacific Earthquake Engineering Research Center (2004).