

تأثیر اندرکنش خاک و سازه در تقاضا و سطوح قابلیت اطمینان احتمالاتی ساختمان‌های فولادی نامنظم هندسی در ارتفاع

فرشاد همائی^۱، حمزه شکیب^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران، زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تربیت مدرس

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۵/۱۰/۱۸]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۵/۲/۲۰]

shakib@modares.ac.ir

چکیده - در این مقاله، تأثیر اندرکنش خاک و سازه در تقاضای تغییرمکان‌ها و سطوح قابلیت اطمینان احتمالاتی ساختمان‌های فولادی دارای نامنظمی هندسی در ارتفاع بررسی می‌شود. برای این منظور، دسته‌ای از سازه‌های نامنظم هندسی در ارتفاع با درجات گوناگون پس‌رفتگی در تراز طبقات گوناگون، تحت تأثیر مؤلفه‌های افقی زلزله آنالیز می‌شوند. انعطاف‌پذیری پی سازه با استفاده از روش تیر غیرخطی وینکلر مدل می‌شود که در آن، با استفاده از مجموعه‌ای از فنرهای غیرخطی، رفتار خاک تحت بارهای دینامیکی مدل‌سازی می‌شود. تحلیل‌ها با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی صورت می‌گیرد که به موجب آن، سطوح قابلیت اطمینان سازه از مرحله رفتار خطی تا حد فروپزش سازه بررسی می‌شود. پس از برآورد سطوح عملکردی گوناگون سازه، درصد قابلیت اطمینان سازه برای دامنه شدت ارتعاشات و سطح تقاضای متناظر با آن بدست می‌آید. نتایج حاصل شده حاکی است که ماکزیمم تقاضای تغییرمکان جانبی نسبی بین طبقات سازه‌ها، بخاطر انعطاف‌پذیری پی افزایش می‌یابد. همچنین، سطح اطمینان قابل قبول برای تأمین قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه در سازه‌های با پای گیردار و انعطاف‌پذیر تحت زلزله‌های با سطح خطر کم تا متوسط حاصل می‌آید. با این حال، در سطوح خطر لرزه‌ای بالاتر، انعطاف‌پذیری پی باعث کاهش سطح اطمینان عملکردی سازه می‌شود که به موجب آن، بسته به محل و درصد پس‌رفتگی در سازه، متوسط کاهش ۴۰ تا ۶۰ درصدی در سطوح قابلیت اطمینان سازه مشاهده می‌شود.

واژگان کلیدی: نامنظمی هندسی در ارتفاع، مهندسی زلزله عملکردی، تحلیل دینامیکی افزایشی، سطح اطمینان تأمین اهداف عملکردی.

۱- مقدمه

کاهش می‌یابد. این نوع از سازه‌ها عموماً تحت عنوان "سازه‌های دارای پس‌رفتگی"^۱ شناخته می‌شوند. در این سازه‌ها، به علت تغییر ناگهانی در مساحت طبقه/طبقات دارای عقب‌رفتگی و حذف المان‌های باربر جانبی، ترکیبی از نامنظمی‌های جرم، سختی و مقاومت نیز رخ می‌دهد. سیر پژوهشی طی شده برای بررسی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های نامنظم در ارتفاع حاکی از این است که این پژوهش‌ها هنوز در حال کامل شدن هستند. کاراواسیلی [۱] مشاهده نمود که بخش قابل توجهی از سازه‌های خسارت دیده پس از زلزله را

توسعه روزافزون مناطق شهری در اقصی نقاط دنیا باعث افزایش تقاضا برای ساخت ساختمان‌های اداری، تجاری و مسکونی شده است. در این رویه، فرم و هندسه سازه‌ها، تأثیر قابل ملاحظه‌ای در بافت و نمای معماری شهرها دارد. از این رو، برای ایجاد تنوع و خلاقیت، ساختمان‌هایی با فرم و هندسه نامنظم ایجاد شده‌اند. از جمله این ساختمان‌ها می‌توان به ساختمان‌های دارای عقب‌رفتگی در تراز طبقات مختلف اشاره نمود که در آن‌ها، مساحت مؤثر طبقات فوقانی سازه نسبت به طبقات تحتانی

در سازه‌ها بررسی نمودند. این مطالعات نشان داد که مدل وینکلر توانایی ارائه رفتار گهواره‌ای را برای سازه‌ها دارد. در این مقاله، تأثیر اندرکنش خاک و سازه در میزان تقاضای تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقات سازه و درصد اطمینان از عملکرد لرزه‌ای سازه‌های نامنظم هندسی در ارتفاع و دارای پس‌رفتگی مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد. در این خصوص، مقایسه عملکرد لرزه‌ای سازه‌های با پای گیردار و انعطاف‌پذیر در چارچوب مفاهیم مهندسی زلزله بر اساس عملکرد، صورت می‌گیرد که در آن، پاسخ سازه‌ها در قالب منحنی‌های سطوح اطمینان عدم تجاوز از اهداف عملکردی ارائه می‌شود. در پایان، تأثیر انعطاف‌پذیری خاک در رفتار سازه، بر اساس درصد اطمینان حاصل از شدت ارتعاشات متناظر با یک سطح خطر مشخص، ارزیابی می‌شود. برای این منظور، مدل خاک با استفاده از روش تیر غیرخطی وینکلر مدل‌سازی می‌شود.

۲- معرفی سیستم‌های سازه و خاک و مشخصه طراحی آن‌ها

۲-۱- سیستم سازه

مدل سازه مرجع بررسی شده در این پژوهش، یک ساختمان فولادی ده طبقه است که در آن، ارتفاع طبقات ۳ متر بوده و دو قاب چهار دهانه با طول دهانه ۵ متر، در امتدادهای عمود بر هم، هندسه سازه را تشکیل می‌دهند (شکل ۱). سازه‌های نامنظم نیز با حذف یک جهت دهانه‌های قاب‌های سازه منظم در ترازهای ارتفاعی گوناگون ایجاد شده‌اند. در این خصوص، از دو شاخص بنام‌های "شاخص عقب‌رفتگی در ارتفاع R_H " و "شاخص سطح عقب‌رفتگی R_A " برای دسته‌بندی سازه‌های نامنظم استفاده شد [۲، ۱۵]. شاخص R_H نسبت ارتفاع ناحیه دارای عقب‌رفتگی به ارتفاع قسمت بدون پس‌رفتگی در سازه را مشخص می‌کند. در اینجا از سه مقدار $R_H = 3/7$ ، $R_H = 5/5$ و $R_H = 7/3$ برای مشخص نمودن محل عقب‌رفتگی در تراز طبقات هفتم و پنجم و سوم استفاده شد. شاخص R_A بیانگر نسبت مساحت طبقه در ناحیه دارای عقب‌رفتگی به قسمت بدون پس‌رفتگی است که برای این شاخص نیز سه مقدار $R_A = 0.25$ ، $R_A = 0.50$ و $R_A = 0.75$ انتخاب شد. این مقادیر به ترتیب

ساختمان‌های دارای عقب‌رفتگی تشکیل می‌دهند. مطالعات شهروز [۲، ۳] روی رفتار لرزه‌ای سازه‌های دارای عقب‌رفتگی نشان می‌دهد که اعضا و المان‌های آسیب‌دیده در اطراف ناحیه عقب‌رفته متمرکز شده‌اند. علاوه بر این، مطالعات دوآن [۴] حاکی از ناکارآمدی روش‌های تحلیل و طراحی مرسوم، برای طراحی اینگونه از سازه‌ها است. در کنار رفتار پیچیده سازه‌های نامنظم دارای عقب‌رفتگی، اندرکنش آن‌ها با خاک قرار گرفته در زیر شالوده می‌تواند منجر به رفتار پیچیده‌تری شود. به طور کلی، رفتار غیر خطی خاک و اندک‌کنش سازه با آن باعث می‌شود که توزیع نیرو و جابجایی‌ها در سازه تغییر یابد [۵، ۶]. به علاوه، استفاده از ظرفیت نهایی و بحث اتلاف انرژی در خاک، عوامل دیگری هستند که می‌توانند در پاسخ سازه تغییر ایجاد کنند.

امروزه روش‌های متعددی برای مدل‌سازی خاک و آثار آن در پاسخ سازه قرار گرفته بر روی آن وجود دارد. از جمله کارآمدترین این روش‌ها می‌توان به مدل تیر غیرخطی وینکلر اشاره نمود. سادگی در مدل‌سازی و نیز ارائه مدل رفتاری منطبق بر نتایج آزمایشگاهی و عملی، از جمله محاسن این روش در مدل‌سازی مسائل اندرکنش خاک و سازه است که به موجب آن، بسیاری از مطالعات صورت گرفته در زمینه اندرکنش خاک و سازه، با استفاده از این روش صورت گرفته است [۷-۱۰]. همچنین مشاهده شد که مدل وینکلر به مراتب رفتار بهتری نسبت به مدل آمپدانس خطی (معروف به مدل آمپدانس گازتاز) ارائه می‌دهد [۱۱]. استفاده از مدل وینکلر در مطالعات مربوط به اندرکنش خاک و سازه نیز مورد توجه بسیاری از پژوهشگران قرار گرفته است. از جمله می‌توان به پژوهش انجام شده به وسیله‌ی راجیو و تسفاماریان [۱۲] اشاره نمود که در آن با استفاده از مدل وینکلر اقدام به بررسی ویژگی‌های مختلف خاک روی منحنی شکست قاب‌های بتنی غیر شکل پذیر قرار گرفته روی خاک‌های ماسه‌ای سیلتی نمودند. تانگ و ژانگ [۱۱] آثار اندرکنش خاک و سازه را در خصوص میزان تقاضای یک دیوار برشی لاغر قرار گرفته روی پی انعطاف پذیر و احتمال آسیب دیدگی دیوار را بررسی کردند. همچنین، آندرسون [۱۳] و چن و لیا [۱۴] با استفاده از روش وینکلر، آثار بلندشدگی و تسلیم را

۲-۲- سیستم شالوده و خاک

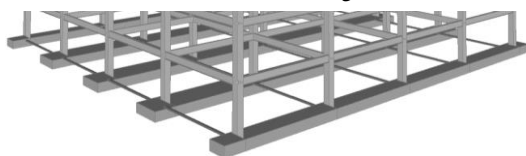
طبقه‌بندی نوع خاک در شهر تهران از نوع I در شمال شهر تا نوع III در جنوب ($V_{s30} \geq 750 \text{ m/s}$) تا نوع III در جنوب ($175 \text{ m/s} < V_{s30} < 375 \text{ m/s}$) تغییر می‌کند [۱۹، ۲۰]. با توجه به اینکه آثار اندرکنش خاک و سازه در پاسخ لرزه‌ای سازه بیشتر روی خاک‌های نرم بارز می‌شود، پس در این پژوهش، خاک قرار گرفته در زیرشالوده سازه‌ها با مشخصات گفته شده در جدول ۱) در نظر گرفته شد. در مدل‌های تحلیلی، سرعت عبور موج برشی برابر با $V_s = 200 \text{ m/s}$ لحاظ شد که در استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۶]، در طبقه‌بندی نوع III قرار می‌گیرد. طراحی شالوده‌های نواری سازه براساس آیین‌نامه طراحی پی ایران [۲۱] صورت پذیرفت. لازم به گفتن است که در محل تقاطع هر ستون با شالوده و در جهت عمود بر راستای طولی آن، المان‌هایی تحت عنوان کلاف برای حرکت همگام شالوده‌ها تعبیه شد (شکل ۳).

جدول ۱- مشخصات مصالح خاک

Mass Density	Elastic Modulus	Shear Modulus	Poisson's Ratio	Friction Angle	Cohesion Coefficient
$\rho(\text{Kg/m}^3)$	$E(\text{N/m}^2)$	$G(\text{N/m}^2)$	ν	ϕ	$C(\text{N/m}^2)$
1900	2.025×10^8	7.5×10^7	0.35	35°	0

The properties of soil material

شکل ۳- شالوده‌های نواری



The strip foundations

۳- مدلسازی غیرخطی سیستم سازه-شالوده-خاک

۱-۳- سیستم سازه

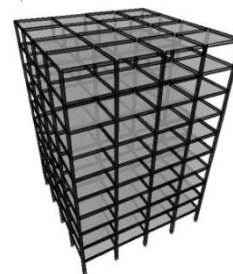
مدلسازی سه بعدی سازه‌های منظم و نامنظم هندسی، در محیط نرم‌افزار $OpenSees^3$ [۲۲] انجام پذیرفت. مفاصل پلاستیک متمرکز در انتهای المان‌های تیر و ستون برای مدلسازی رفتار غیرخطی این اعضا تعبیه شد. مصالح Bilin از کتابخانه مصالح نرم‌افزار با قابلیت مدلسازی مدل ایبارا-مدینا-کراوینکلر [۲۳]،

نشانگر حذف سه، دو و یک دهانه از قاب‌های سازه منظم هستند. (شکل ۲) نمای کلی سازه‌های نامنظم هندسی بررسی شده را نشان می‌دهد.

طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۶] و با فرض شتاب مبنای طرح $0.35g$ ، صورت پذیرفت. کلیه سازه‌ها دارای کاربری مسکونی هستند که مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمانی ایران [۱۷]، بار ثقلی زنده‌ای معادل با ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار مرده ۷۰۰ کیلوگرم بر مترمربع برای طبقات آن در نظر گرفته شده است.

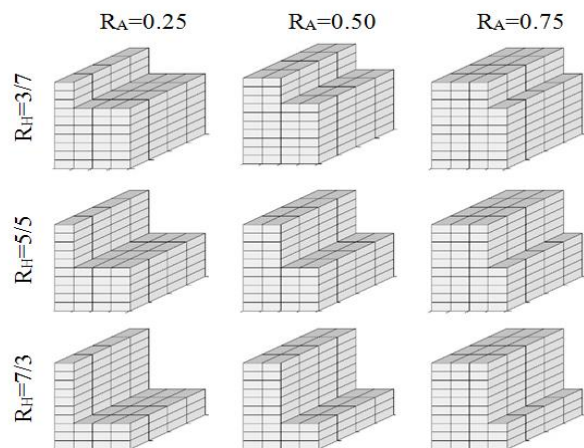
طراحی لرزه‌ای قاب‌ها بر مبنای ضوابط موجود در آیین‌نامه فولاد ایران [۱۸] انجام پذیرفت که در نتیجه آن، مقاطع تیرهای مورد استفاده از IPE270 تا IPE550 و ابعاد مقاطع ستون‌های جعبه‌ای^۲ از $200 \times 200 \times 15 \text{ mm}$ تا $460 \times 460 \times 25 \text{ mm}$ تغییر می‌کند. لازم به گفتن است که در فرایند تحلیل و طراحی قاب‌ها، مدول الاستیسته مصالح فولاد مصرفی در اعضا و مقاطع سازه‌ای برابر $E = 200 \text{ GPa}$ و تنش حد تسلیم آن برابر $F_y = 240 \text{ MPa}$ لحاظ شد.

شکل ۱- هندسه سازه منظم



The geometry of regular structure

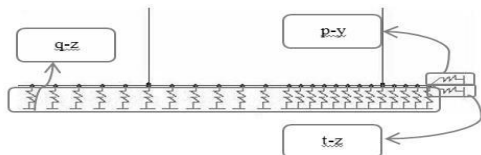
شکل ۲- هندسه سازه‌های نامنظم دارای پس‌رفتگی در ارتفاع



The geometry of setback structures

فتر پیچشی در زیر شالوده، ممکن می‌شود. سختی فتر گفته شده با استفاده از رابطه موجود در آیین‌نامه *ASCE41-13* [۲۴] قابل محاسبه است.

شکل ۵- موقعیت و چگونگی توزیع فنرهای خاک در زیر شالوده [۲۶]

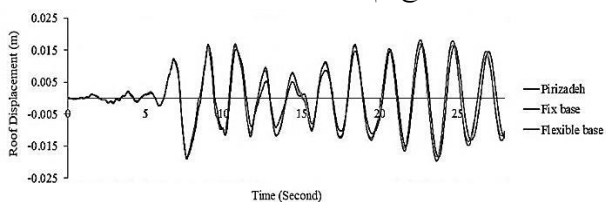


The position and distribution of soil springs under the foundation

۳-۳- درستی آزمایشی مدل خاک-سازه

به منظور درستی آزمایشی مدل خاک-سازه، مدل سه بعدی سازه در دو حالت با پای گیردار و انعطاف‌پذیر بررسی، و با نتایج مرجع [۲۷] مقایسه شد (شکل ۶).

شکل ۶- مقایسه پاسخ بام سازه به منظور درستی آزمایشی مدل تحلیلی



The comparison of roof displacement for verification purpose

در این خصوص، پاسخ سازه‌ها در حالت ارتعاش آزاد و سپس تحت تأثیر یک مؤلفه زلزله بررسی شد. 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 پای گیردار و سازه قرار گرفته روی خاک، با اختلاف ناچیزی، تقریباً یکسان می‌شود. همچنین در حالتی که سازه روی خاک قرار می‌گیرد، برای سرعت موج برشی مساوی و یا بیشتر از این مقدار، تحت تأثیر مؤلفه زلزله، پاسخ سازه‌ها برای هر دو حالت یکسان به دست می‌آید.

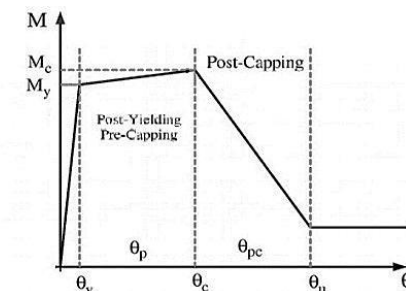
۴- آنالیز دینامیکی سازه‌ها

۴-۱- انتخاب رکوردهای زلزله

رکوردهای زلزله برای انجام تحلیل‌های دینامیکی به شکلی انتخاب شدند که طیف خطی حاصل از آنها انطباق مناسبی بر

برای این منظور استفاده شد (شکل ۴). مقادیر متناظر با نیرو در حد تسلیم و حد نهایی و تغییر شکل‌های متناظر با آن‌ها، بر اساس آیین‌نامه *ASCE41-13* [۲۴] تعریف شد. به علاوه، نرخ زوال سختی و مقاومت این مصالح، بر اساس روابط توصیه شده به وسیله لیگنوس و کراوینکلر [۲۵] در مدل اعمال شد.

شکل ۴- مشخصات منحنی رفتاری مفصلی پلاستیک [۲۵]



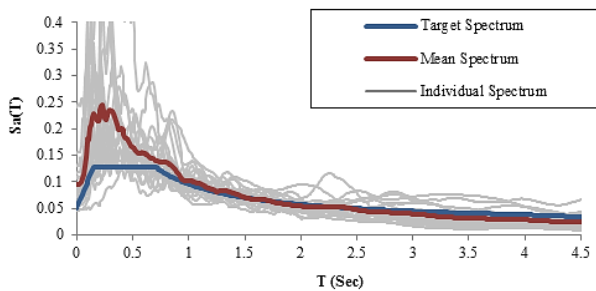
The backbone curve of plastic hinges

۳-۲- سیستم خاک و شالوده

برای مدل‌سازی اندرکنش سازه با خاک قرار گرفته در زیر آن، از مدل تیر غیرخطی وینکلر استفاده شد. در این روش، مجموعه‌ای از فنرهای غیرخطی که وظیفه شبیه‌سازی رفتار خاک را دارند، در امتداد المان‌های تیر، که شالوده سازه را مدل‌سازی می‌کنند، قرار می‌گیرند. برای این منظور، از سه دسته فتر به نام‌های $q-z$ ، $p-y$ و $t-z$ استفاده می‌شود. فنرهای $q-z$ وظیفه شبیه‌سازی مقاومت خاک را در برابر حرکات قائم و گهواره‌ای شالوده، عهده‌دار هستند. از فتر $p-y$ برای شبیه‌سازی فشار مقاوم خاک در برابر بارهای جانبی و از فتر $t-z$ برای شبیه‌سازی اصطکاک سطح شالوده با خاک استفاده می‌شود.

معادلات حاکم برای توصیف رفتار غیرخطی این فنرها کمابیش مشابه هم بوده که شرح کامل مربوط به رفتار غیرخطی این فنرها در مرجع شماره [۵] آمده است. موقعیت قرارگیری و چگونگی توزیع هر یک از این فنرها در شکل ۵ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، توزیع فنرهای $q-z$ در نواحی انتهایی شالوده با فاصله کمتری صورت گرفته است. براساس مطالعات صورت گرفته به وسیله ی هاردن و همکاران [۲۶]، سختی خاک در نواحی انتهایی شالوده افزایش می‌یابد علاوه بر این، با توجه به سه بعدی بودن مدل‌های تحلیلی، لحاظ نمودن حرکات پیچشی نیز ضرورت می‌یابد که این امر با استفاده از یک

شکل ۷- مقایسه متوسط طیف رکوردهای زلزله با طیف استاندارد ۲۸۰۰ ایران



The comparison of average response spectrum of selected earthquake records with the design spectrum in Standard 2800

۲-۴- برآورد عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها

عملکرد لرزه‌ای سازه‌های منظم و نامنظم هندسی در ارتفاع با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA^t) صورت می‌گیرد. در این پروسه، سازه‌های با پای گیردار و نیز سازه‌های متأثر از اثرات اندرکنش خاک و سازه، تحت تأثیر همزمان مؤلفه‌های افقی زلزله قرار گرفته و پاسخ آن‌ها از مرحله رفتار خطی تا حد فروریزش و ناپایداری سازه مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. این امر با اعمال رکوردهای زلزله‌ای که در سطوح شدت گوناگون مقیاس شده‌اند، صورت می‌پذیرد. ضریب مقیاس رکوردهای زلزله به صورت مضربی از معیار شدت حرکت زمین (IM^o) تعریف می‌شود که در اینجا از شتاب طیفی سازه در مود اول با میرایی ۵٪ ($S_a(T_1, 5\%)$) بعنوان معیار شدت استفاده شد. پس از اعمال رکورد زلزله به سازه، پاسخ سازه با استفاده از تقاضای مهندسی (EDP^1)، سنجیده می‌شود تا با استفاده از آن، عملکرد لرزه‌ای و میزان خسارت در سازه برآورد شود [۲۹، ۳۰]. در اینجا، از ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقات (θ_{max}) به عنوان شاخص EDP استفاده شده است. پس از انجام تحلیل‌ها، نتایج در قالب نمودارهای $IM-EDP$ قابل نمایش است که با برازش میانه از تمامی داده‌ها، نموداری به دست خواهد آمد که به منحنی میانه IDA موسوم است. این نمودار بعنوان منحنی مبنا برای انجام محاسبات، استفاده می‌شود. بعنوان نمونه، سطوح عملکردی گوناگون سازه، روی این نمودار قابل نمایش هستند. چهار سطح عملکردی معمول عبارتند از: قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO^v)، ایمنی جانی (LS^u)، آستانه فروریزش (CP^u) و ناپایداری دینامیکی (GI^{11}). طبق تعریف [۳۱]، سطح عملکرد IO عبارت است از نقطه‌ای روی نمودار IDA که در آن $\theta_{max} = 0.02$ باشد.

طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران، برای خاک نوع III داشته باشند. برای این منظور، دسته‌ای از رکوردهای زلزله که سرعت موج برشی آن‌ها در عمق ۳۰ متری از سطح زمین، بین ۱۷۵ تا ۳۷۵ متر بر ثانیه بود، از پایگاه داده‌ای $PEER-NGA$ [۲۸] انتخاب و سپس مقدار متوسط حاصل از طیف جذر مجموع مربعات مقیاس شده مربوط به مؤلفه‌های افقی آن‌ها با طیف طرح مقایسه شد. در گام بعدی رکوردهایی مورد استفاده قرار گرفتند که فاصله از گسل و بزرگای آن‌ها در محدوده مناسبی قرار می‌گیرد. در این پژوهش، برای بزرگای زلزله‌ها، مقادیر نسبتاً بزرگ (۶ الی ۷/۶) انتخاب شد. همچنین، فاصله از محل گسل نیز بین ۲۰ تا ۵۰ کیلومتر محدود شد. در نتیجه، ۲۰ رکورد زلزله که مشخصات آن‌ها در جدول (۲) آمده است برای انجام تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی استفاده شد.

جدول ۲- مشخصات رکوردهای زلزله

Row	Event	Station	Magnitude	R (km)	* V_{s30} (m/s)
1	Northridge-01	Lawndale - Osage Ave	6.69	39.91	311.86
2	Northridge-01	Playa Del Rey - Saran	6.69	31.74	345.72
3	Kobe_Japan	Yae	6.9	27.77	256
4	Chi-Chi_Taiwan	CHY033	7.62	43.82	197.63
5	Chi-Chi_Taiwan	CHY082	7.62	36.09	193.69
6	Chi-Chi_Taiwan	TCU098	7.62	47.67	346.56
7	Chi-Chi_Taiwan	WTC	7.62	42.24	207.69
8	Manjil_Iran	Qazvin	7.37	49.97	302.64
9	Imperial Valley-06	Calipatria Fire Station	6.53	24.6	205.78
10	Imperial Valley-06	El Centro Array #13	6.53	21.98	249.92
11	Loma Prieta	Salinas - John & Work	6.93	32.78	279.56
12	Chi-Chi_Taiwan-06	TCU051	6.3	33.87	350.06
13	Chi-Chi_Taiwan-06	TCU108	6.3	42.53	260.62
14	Landers	North Palm Springs Fire Sta #36	7.28	26.95	367.84
15	Landers	Thousand Palms Post Office	7.28	36.93	333.89
16	San Simeon_CA	San Luis Obispo - Lopez Lake Grounds	6.52	48.11	365.15
17	Morgan Hill	Fremont - Mission San Jose	6.19	31.34	367.57
18	Morgan Hill	San Juan Bautista_24 Polk St	6.19	27.15	335.5
19	Landers	Mission Creek Fault	7.28	26.96	355.42
20	Tabas	Ferdows	7.35	28.79	324.57

* سرعت موج برشی در عمق ۳۰ متری از سطح زمین

The properties of earthquake ground motions

از برآورد عملکرد لرزه‌ای مورد نظر در سازه، به صورت تابع چگالی نرمال متغیر تصادفی K_x تعریف می‌شود [۳۴]:

$$CL = \Phi(K_x) \quad (2)$$

که در آن:

$$K_x = -\frac{1}{\beta_{VT}} \ln\left(\frac{\gamma_R D}{\varphi_R C}\right) \quad (3)$$

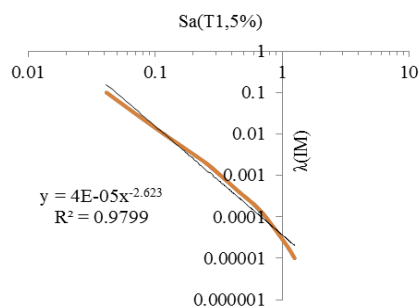
در این رابطه، (D, γ_R) مبین احتمال عبور نیاز لرزه‌ای ضریب‌دار سازه (ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی سازه) است. همچنین، (C, φ_R) مشخص کننده ظرفیت لرزه‌ای ضریب‌دار سازه در سطح عملکرد مورد نظر، است. ضریب بزرگنمایی γ_R آثار ناشی از ماهیت تصادفی نیروهای زلزله و ضریب کاهش φ_R عدم قطعیت موجود در برآورد ظرفیت سازه را بیان می‌دارد:

$$\gamma_R = e^{\frac{k}{2b} \beta_{RD}^2} \quad (4)$$

$$\varphi_R = e^{\frac{k}{2b} \beta_{RC}^2} \quad (5)$$

در روابط فوق، ضرایب β_{RD} و β_{RC} به ترتیب انحراف از معیار لگاریتم طبیعی تقاضا و ظرفیت جابه‌جایی است. ضریب k پارامتری است که از تقریب منحنی خطر لرزه‌ای سایت شکل ۹)، با یک رابطه توانی برای فرکانس سالیانه عبور از سطوح مختلف IM قابل برآورد است:

شکل ۹- منحنی خطر لرزه‌ای سایت و تقریب نمایی آن



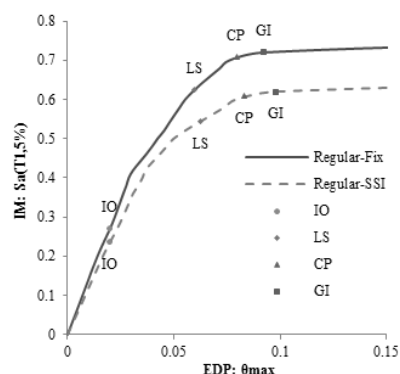
The hazard curve of site and its power-law trendline

$$\lambda(IM) = k_0 (IM)^{-k} \quad (6)$$

علاوه بر این، عدم قطعیت‌های مربوط به مدل‌سازی سازه، با استفاده از ضریب پراکندگی کلی (β_{VT}) که شامل ضرایب عدم قطعیت ظرفیت (β_{UC}) و تقاضا (β_{VD}) است، در محاسبات وارد می‌شود [۳۴]:

سطح عملکرد CP متناظر با حالتی است که در آن، شیب مماس بر نمودار IDA بزرگ‌تر و یا مساوی با ۲۰٪ شیب ناحیه الاستیک باشد. با این حال، تغییر مکان جانبی نسبی سازه نباید از ۱۰٪ تجاوز نماید. سطح عملکرد LS در حالتی اتفاق می‌افتد که θ_{max} برابر ۷۵٪ مقدار متناظر در سطح عملکرد CP باشد [۱۵]، [۳۲]. ناپایداری دینامیکی متناظر با حالتی است که نمودار IDA به یک خط افقی متمایل شود [۳۳].

شکل ۸- منحنی میانه IDA برای سازه منظم در شرایط تکیه‌گاهی گیردار (Fix) و انعطاف‌پذیر (SSI)



The median IDA curve of regular structure for fixed and flexible base conditions

نمونه‌ای از این نمودارها برای سازه منظم در دو وضعیت تکیه‌گاهی گیردار و منعطف در شکل ۸) نمایش داده شده است. بر اساس روش‌های آماری، می‌توان برای میانه منحنی‌های IDA یک رابطه نمایی برازش نمود:

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

در این رابطه، ضرایب a و b ، فاکتورهای رگرسیون‌گیری هستند که در محاسبات مربوط به تعیین سطوح قابلیت اطمینان سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۵- سطح اطمینان عدم تجاوز از اهداف عملکردی لرزه‌ای

یکی از محاسن مطالعات مبتنی بر قابلیت اطمینان احتمالاتی [۳۴]، برآورد سطوح اطمینان عدم تجاوز از اهداف عملکردی در سازه است. این امر به طراح سازه اطلاعاتی در خصوص سطح اطمینان سازه برای برآورد عملکرد لرزه‌ای مورد نظر را تحت اثر زلزله‌هایی با سطح خطر مشخص می‌دهد. سطح اطمینان حاصل

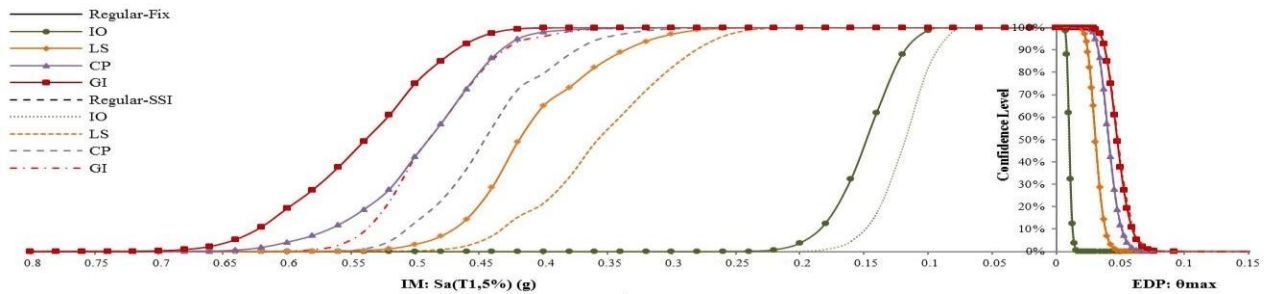
$$\beta_{UT} = \sqrt{\beta_{UC}^2 + \beta_{UD}^2} \quad (V)$$

نمودارها، می‌توان درصد اطمینان حاصل از یک زلزله با سطح خطر مشخص که منجر به ایجاد یک سطح عملکرد مشخص در سازه می‌شود را تعیین نمود. همچنین، درصد اطمینان از عملکرد سازه را می‌توان با در اختیار داشتن نرخ تقاضای متناظر با یک سطح خطر مشخص، بدست آورد. در این بخش، پنج سطح خطر با نام‌های $SLE25$ ^{۱۱}، $SLE43$ ^{۱۲}، DBE ^{۱۳}، MCE ^{۱۴} و OVE ^{۱۵} که به ترتیب دارای دوره‌های بازگشت ۲۵، ۴۳، ۴۷۵، ۲۴۷۵ و ۴۹۷۵ سال هستند (دامنه زلزله‌های با احتمال وقوع کم تا زیاد [۳۵])، برای مقایسه سطوح اطمینان و تقاضای سازه‌های با پای گیردار و انعطاف‌پذیر مورد توجه قرار می‌گیرد.

۶- تحلیل و بررسی نتایج

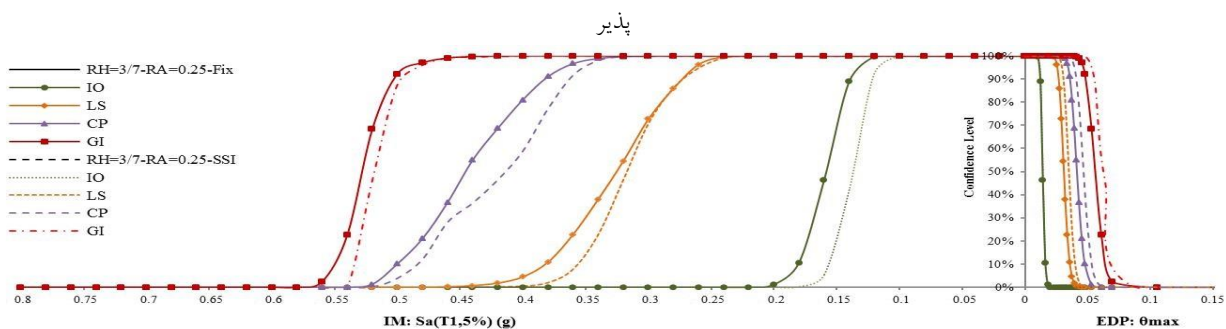
در این بخش، تأثیر اندرکنش خاک و سازه در سطح اطمینان حاصل از برآورد اهداف عملکرد لرزه‌ای سازه‌های منظم و نامنظم هندسی در ارتفاع، سنجش و ارزیابی می‌شود. برای این منظور، درصد اطمینان متناظر با چهار سطح عملکرد LS ، IO ، CP و GI ، در برابر شدت ارتعاشات (IM) و تقاضای جابه‌جایی (EDP) متناظر با آن، برای سازه‌های با پای گیردار و انعطاف‌پذیر در شکل ۱۰ تا شکل ۱۹ ترسیم شده است. براساس این

شکل ۱۰- سطح اطمینان برآورد سطوح عملکردی در برابر تقاضای جابه‌جایی و شدت ارتعاشات برای مدل سازه منظم با پای گیردار و انعطاف‌پذیر



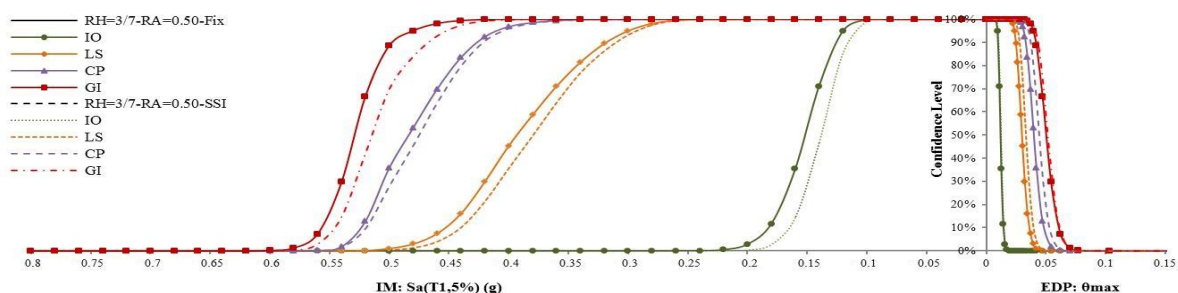
The confidence level of performance levels vs. displacement demand and intensity for the regular structure with fixed and flexible base conditions

شکل ۱۱- سطح اطمینان برآورد سطوح عملکردی در برابر تقاضای جابه‌جایی و شدت ارتعاشات برای مدل سازه $R_H=3/7-R_A=0.25$ با پای گیردار و انعطاف‌پذیر



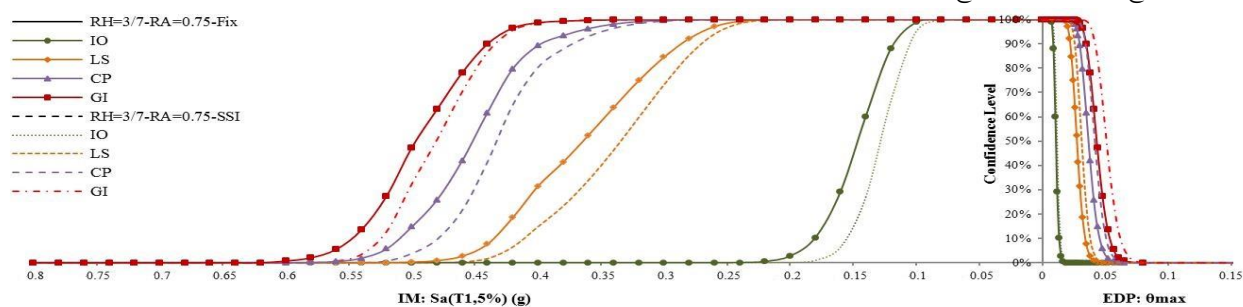
The confidence level of performance levels vs. displacement demand and intensity for the $R_H=3/7-R_A=0.25$ structure with fixed and flexible base conditions

شکل ۱۲- سطح اطمینان برآورد سطوح عملکردی در برابر تقاضای جابه‌جایی و شدت ارتعاشات برای مدل سازه $R_H=3/7-R_A=0.50$ با پای گیردار و انعطاف‌پذیر



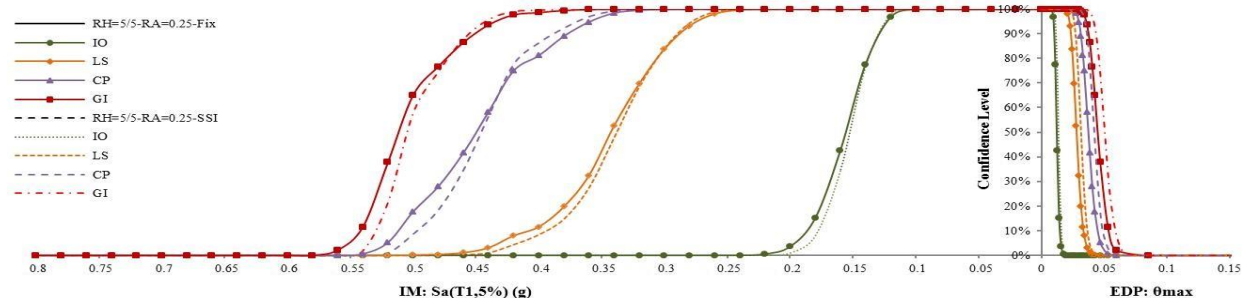
The confidence level of performance levels vs. displacement demand and intensity for the $R_H=3/7-R_A=0.50$ structure with fixed and flexible base conditions

شکل ۱۳- سطح اطمینان برآورد سطوح عملکردی در برابر تقاضای جابه‌جایی و شدت ارتعاشات برای مدل سازه $R_H=3/7-R_A=0.75$ با پای گیردار و انعطاف‌پذیر



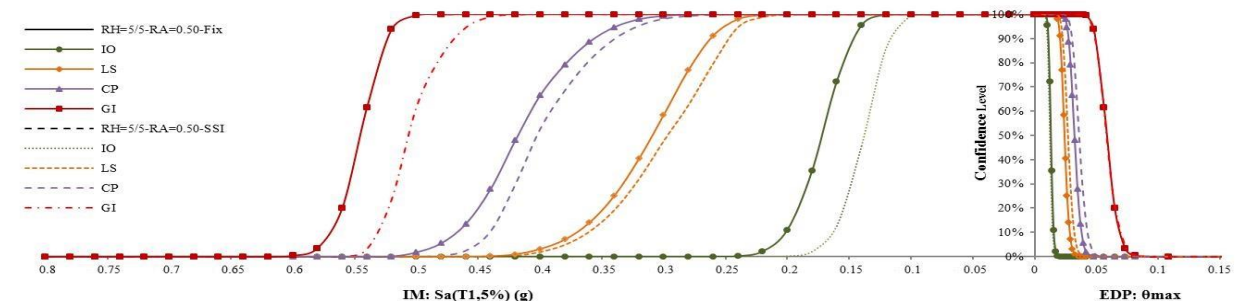
The confidence level of performance levels vs. displacement demand and intensity for the $R_H=3/7-R_A=0.75$ structure with fixed and flexible base conditions

شکل ۱۴- سطح اطمینان برآورد سطوح عملکردی در برابر تقاضای جابه‌جایی و شدت ارتعاشات برای مدل سازه $R_H=5/5-R_A=0.25$ با پای گیردار و انعطاف‌پذیر



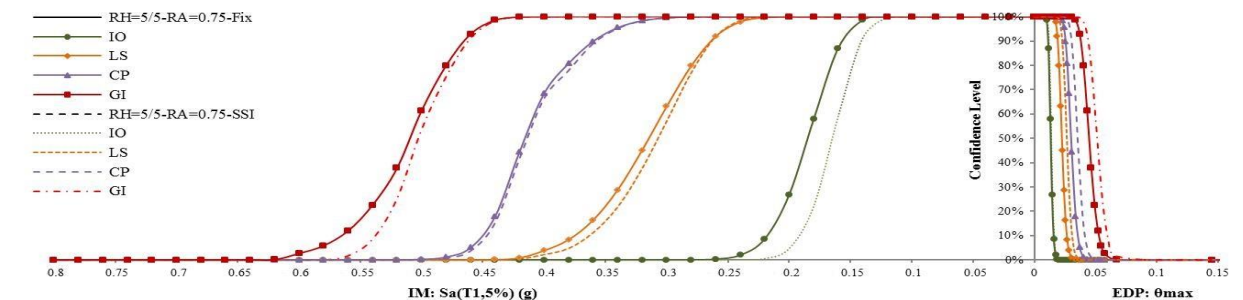
The confidence level of performance levels vs. displacement demand and intensity for the $R_H=5/5-R_A=0.25$ structure with fixed and flexible base conditions

شکل ۱۵- سطح اطمینان برآورد سطوح عملکردی در برابر تقاضای جابه‌جایی و شدت ارتعاشات برای مدل سازه $R_H=5/5-R_A=0.50$ با پای گیردار و انعطاف‌پذیر



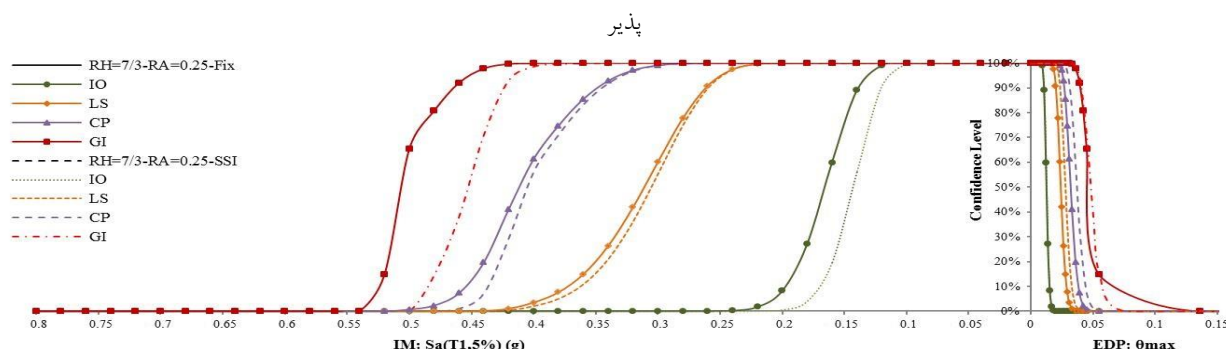
The confidence level of performance levels vs. displacement demand and intensity for the $R_H=5/5-R_A=0.50$ structure with fixed and flexible base conditions

شکل ۱۶- سطح اطمینان برآورد سطوح عملکردی در برابر تقاضای جابه‌جایی و شدت ارتعاشات برای مدل سازه $R_H=5/5-R_A=0.75$ با پای گیردار و انعطاف‌پذیر



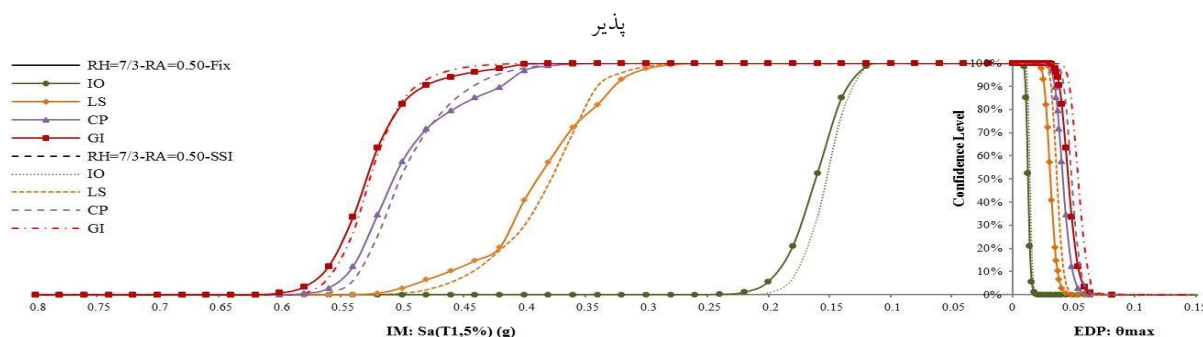
The confidence level of performance levels vs. displacement demand and intensity for the $R_H=5/5-R_A=0.75$ structure with fixed and flexible base conditions

شکل ۱۷- سطح اطمینان برآورد سطوح عملکردی در برابر تقاضای جابه‌جایی و شدت ارتعاشات برای مدل سازه $R_H=7/3-R_A=0.25$ با پای گیردار و انعطاف-پذیر



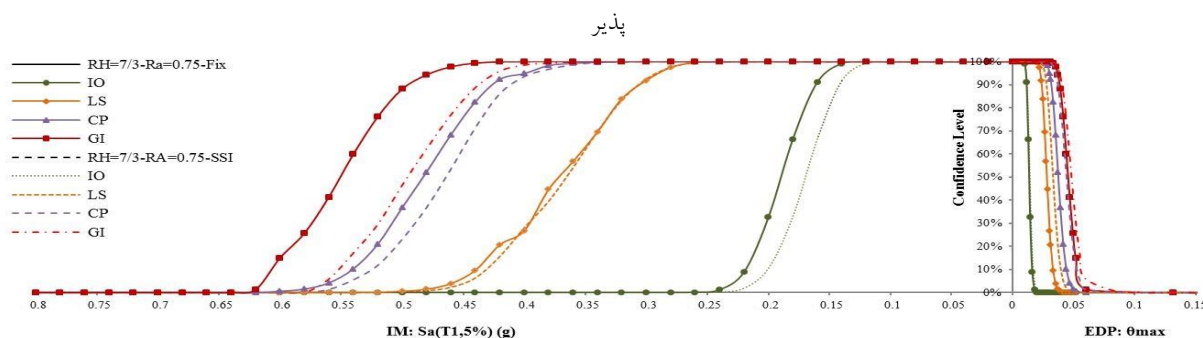
The confidence level of performance levels vs. displacement demand and intensity for the $R_H=7/3-R_A=0.25$ structure with fixed and flexible base conditions

شکل ۱۸- سطح اطمینان برآورد سطوح عملکردی در برابر تقاضای جابه‌جایی و شدت ارتعاشات برای مدل سازه $R_H=7/3-R_A=0.50$ با پای گیردار و انعطاف-پذیر



The confidence level of performance levels vs. displacement demand and intensity for the $R_H=7/3-R_A=0.50$ structure with fixed and flexible base conditions

شکل ۱۹- سطح اطمینان برآورد سطوح عملکردی در برابر تقاضای جابه‌جایی و شدت ارتعاشات برای مدل سازه $R_H=7/3-R_A=0.75$ با پای گیردار و انعطاف-پذیر



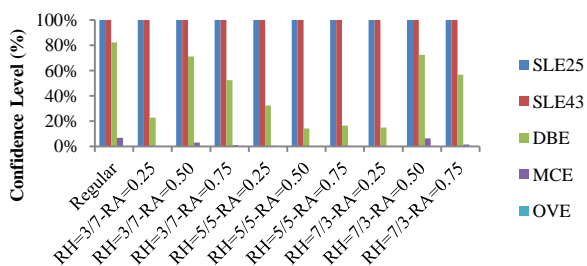
The confidence level of performance levels vs. displacement demand and intensity for the $R_H=7/3-R_A=0.75$ structure with fixed and flexible base conditions

مشاهده می‌شود، به استثناء مدل سازه $R_H=3/7-R_A=0.75$ با پای انعطاف‌پذیر که دارای ماکزیمم کاهش ۵٪ در سطح اطمینان تأمین هدف عملکردی IO برای زلزله با سطح خطر SLE_{43} است، سایر سازه‌ها در هر دو حالت پای گیردار و انعطاف‌پذیر، تحت سطوح خطر لرزه‌ای SLE_{25} و SLE_{43} ، سطح اطمینان ۱۰۰٪ را برای تأمین هدف عملکردی IO را

۱-۶- تأثیر اندرکنش خاک و سازه در سطوح اطمینان متناظر با اهداف عملکردی
 ۱-۱-۱- سطح عملکرد IO
 در شکل ۲۰ و شکل ۲۱، سطح اطمینان حاصل از تأمین عملکرد IO برای سازه‌های منظم و نامنظم، در دو حالت پای گیردار و انعطاف‌پذیر نشان داده شده است. همانطور که

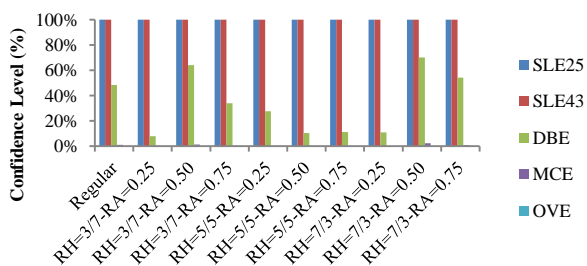
این بین، مدل $R_H=3/7-R_A=0.25$ با کاهش ۶۵٪ در سطح اطمینان بیشترین مقدار کاهش را در بین تمام مدل‌های نامنظم هندسی نشان می‌دهد. لازم به گفتن است که برآورد سطح اطمینان در سازه‌ها برای سطوح خطر بالاتر از سطح خطر DBE ، مقادیر ناچیزی را بدست می‌دهد.

شکل ۲۲- درصد سطح اطمینان سطح عملکرد LS برای سازه با پای گیردار در سطوح خطر لرزه‌ای گوناگون



The confidence level of LS performance objective for the fixed base structures at various hazard levels

شکل ۲۳- درصد سطح اطمینان سطح عملکرد LS برای سازه با پای انعطاف‌پذیر در سطوح خطر لرزه‌ای گوناگون



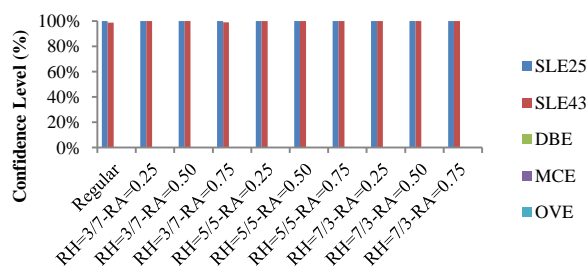
The confidence level of LS performance objective for the flexible base structures at various hazard levels

۳-۱-۶- سطح عملکرد CP

به مشابه سطح عملکرد LS ، در این سطح عملکرد نیز برای زلزله‌های با سطح خطر $SLE25$ و $SLE43$ ، سطح اطمینان ۱۰۰٪ برای تمامی سازه‌ها تحت تمامی شرایط تکیه‌گاهی حاصل می‌شود. با این حال، مقایسه بین مدل‌های با پای گیردار و انعطاف‌پذیر نشان می‌دهد که اندرکنش سازه با خاک، موجب کاهش سطح اطمینان سازه در عملکرد CP شده است. با وجود ماکزیمم کاهش ۱۰ درصدی در سطح اطمینان سازه‌های نامنظم هندسی در ارتفاع برای زلزله‌های با سطح خطر DBE ، این میزان کاهش برای سطح خطر MCE افزایش می‌یابد به شکلی که سازه‌های دارای شاخص $R_A=0.25$ ، دارای متوسط کاهشی برابر با ۶۰٪ هستند. لازم به

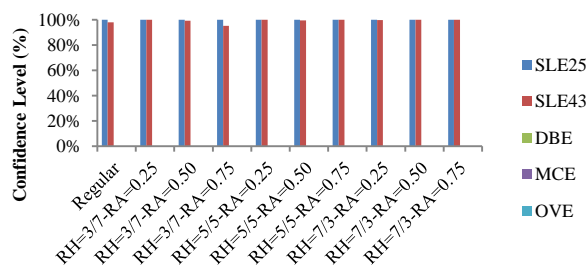
بدست می‌دهند. به عبارت دیگر، انتظار می‌رود تحت تأثیر زلزله‌های نسبتاً کوچک و با دوره بازگشت کم، تمامی سازه‌های منظم و نامنظم، تحت هر شرایط تکیه‌گاهی، به عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه خود ادامه دهند.

شکل ۲۰- درصد سطح اطمینان سطح عملکرد IO برای سازه با پای گیردار در سطوح خطر لرزه‌ای گوناگون



The confidence level of IO performance objective for the fixed base structures at various hazard levels

شکل ۲۱- درصد سطح اطمینان سطح عملکرد IO برای سازه با پای انعطاف‌پذیر در سطوح خطر لرزه‌ای گوناگون



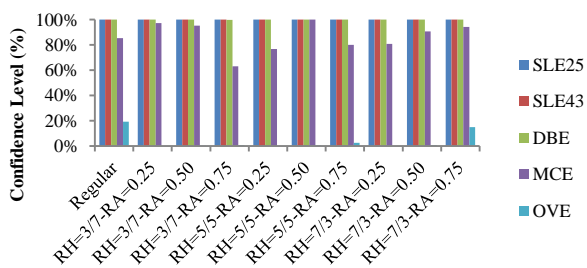
The confidence level of IO performance objective for the flexible base structures at various hazard levels

۲-۱-۶- سطح عملکرد LS

سطوح اطمینان سازه در سطح عملکرد LS برای سازه‌های با پای گیردار (در شکل ۲۲) و برای سازه‌های با پای انعطاف‌پذیر (در شکل ۲۳) آمده است. همانطور که ملاحظه می‌شود، سازه تحت تأثیر ارتعاشات ناشی از زلزله‌های با سطح خطر $SLE25$ و $SLE43$ ، سطح اطمینان ۱۰۰٪ را برای تمامی شرایط تکیه‌گاهی بدست می‌دهد. با این حال، در زلزله‌های با سطح خطر DBE ، قابلیت اطمینان سازه‌های نامنظم با پای انعطاف‌پذیر، نسبت به مدل مشابه با پای گیردار کاهش پیدا می‌کند به نحوی که در خصوص سازه منظم، کاهش ۵۰ درصدی ملاحظه می‌شود. این تنزل در سطح اطمینان، برای مدل‌های نامنظم دارای شاخص $R_H=3/7$ ماکزیمم است. در

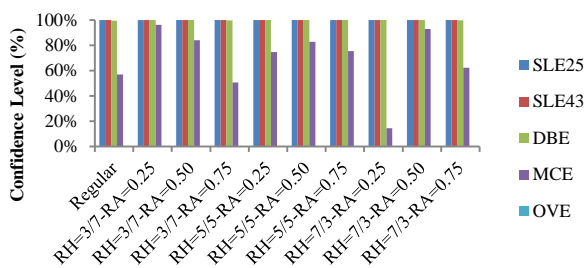
انعطاف‌پذیر دیده می‌شود. بیشترین تأثیر انعطاف‌پذیری شالوده روی مدل $R_H=7/3-R_A=0.25$ دیده می‌شود که در آن ماکزیمم کاهش ۸۰ درصدی در سطح اطمینان سازه برای تأمین هدف عملکردی GI مشاهده می‌شود. لازم به گفتن است که تأمین هدف عملکردی GI برای سطح خطر OVE تنها در مدل منظم با پای گیردار مشاهده می‌شود که ماکزیمم درصد اطمینان ۲۰٪ را به دست می‌دهد. به عبارت دیگر، برای زلزله‌های با دوره بازگشت ۴۹۷۵ سال، هیچیک از سازه‌های منظم با پای انعطاف‌پذیر و نامنظم (تحت هر شرایط تکیه-گاهی) درصد اطمینان مناسبی نخواهند داشت.

شکل ۲۶- درصد سطح اطمینان سطح عملکرد GI برای سازه با پای گیردار در سطوح خطر لرزه‌ای گوناگون



The confidence level of GI performance objective for the fixed base structures at various hazard levels

شکل ۲۷- درصد سطح اطمینان سطح عملکرد GI برای سازه با پای انعطاف‌پذیر در سطوح خطر لرزه‌ای گوناگون



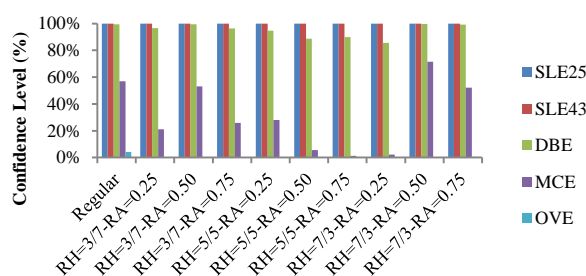
The confidence level of GI performance objective for the fixed base structures at various hazard levels

۲-۶- تأثیر اندرکنش خاک و سازه در تقاضای متناظر با سطوح خطر لرزه‌ای

یکی از کاربردهای منحنی‌های ارائه شده در شکل (۱۰) تا شکل (۱۹)، امکان تعیین سطح اطمینان سازه به ازای تقاضای ماکزیمم

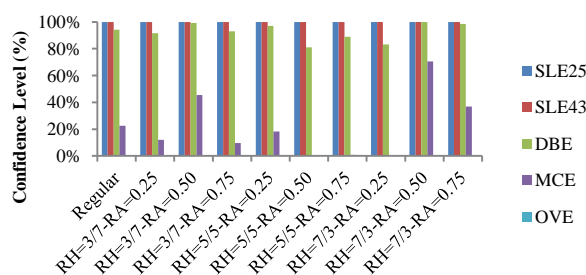
گفتن است که در این سطح خطر، سطح اطمینان سازه منظم با پای انعطاف‌پذیر نیز تا حد قابل توجهی (ماکزیمم ۵۰٪) نسبت به مدل مشابه با پای گیردار کاهش می‌یابد. برای سطوح خطر لرزه‌ای بالاتر، سطح اطمینان عملکرد CP برای سازه‌های با پای گیردار و انعطاف‌پذیر مقادیر بسیار کوچکی را بدست می‌دهد.

شکل ۲۴- درصد سطح اطمینان سطح عملکرد CP برای سازه با پای گیردار در سطوح خطر لرزه‌ای گوناگون



The confidence level of CP performance objective for the fixed base structures at various hazard levels

شکل ۲۵- درصد سطح اطمینان سطح عملکرد CP برای سازه با پای انعطاف‌پذیر در سطوح خطر لرزه‌ای گوناگون



The confidence level of CP performance objective for the flexible base structures at various hazard levels

۴-۱-۶- سطح عملکرد GI

درصد اطمینان سازه‌های با پای گیردار و انعطاف‌پذیر برای تأمین سطح عملکرد GI ، به ترتیب در شکل ۲۶ و

شکل ۲۷) نمایش داده شده است. مشاهده می‌شود که در زلزله‌های متناظر با سطوح خطر $SLE25$ ، $SLE43$ و DBE ، سطح اطمینان ۱۰۰٪ برای تمامی سازه‌های با پای گیردار و انعطاف‌پذیر حاصل می‌آید. این در حالی است که در سطح خطر MCE ، متوسط کاهش ۱۵ درصدی برای سازه‌های با پای گیردار و متوسط کاهش ۳۰ درصدی برای سازه‌های با پای

سطح خطر OVE را نداشته و در شدت‌های کمتر از آن، پایداری کلی خود را از دست می‌دهند.

۷- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

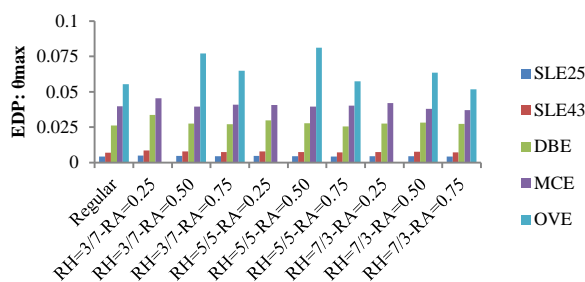
در این مقاله، آثار اندرکنش خاک و سازه در میزان تقاضای تغییر مکان جانبی نسبی و سطوح اطمینان لرزه‌ای برای تأمین اهداف عملکردی سازه‌های نامنظم هندسی در ارتفاع سازه، که شامل نسبت‌های گوناگون عقب‌رفتگی در ترازهای ارتفاعی مختلف هستند، بحث و بررسی شد. ارزیابی‌ها در قالب ارائه منحنی‌های سطوح اطمینان عدم تجاوز از سطوح عملکرد IO ، LS ، CP و GI صورت پذیرفت. براساس منحنی‌های به دست آمده، امکان سنجش درصد اطمینان از عملکرد لرزه‌ای مورد نظر سازه، تحت زلزله‌هایی با سطح خطر مشخص و میزان تقاضای متناظر با آن‌ها وجود خواهد داشت.

نتایج نشان داد که تأمین سطح اطمینان ۱۰۰٪ برای قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه در تمامی سازه‌های منظم و نامنظم تحت هر شرایط تکیه‌گاهی، برای زلزله با دوره بازگشت کم (۲۵ سال و ۴۳ سال) میسر است. با این حال، افزایش سطح خطر زلزله منجر به کاهش درصد اطمینان سازه در عملکرد مورد نظر می‌شود. این میزان کاهش با ورود سازه به دامنه رفتار غیرخطی افزایش می‌یابد. علاوه بر این، انعطاف‌پذیری خاک در زیر شالوده سازه موجب کاهش بیشتر درصد اطمینان سازه در سطوح عملکردی می‌شود.

مشاهده شد که اندرکنش خاک و سازه برای سطح عملکرد LS و در زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ سال، موجب متوسط کاهش ۴۰ درصدی در مدل‌های با $R_H=3/7$ می‌شود که نسبت به سایر سازه‌های نامنظم هندسی، ماکزیمم است. علاوه بر این، سطح اطمینان لرزه‌ای سازه‌های دارای شاخص $R_A=0.25$ برای سطح عملکرد CP و در زلزله‌های با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال، متوسط کاهش ۶۰ درصد را نشان می‌دهد. تغییرات گفته شده برای سطح عملکرد GI و در زلزله‌های با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال، در سازه‌های با شاخص $R_H=7/3$ بیشینه بوده که به موجب انعطاف‌پذیری پی، متوسط کاهش ۴۰٪ در آن دیده می‌شود.

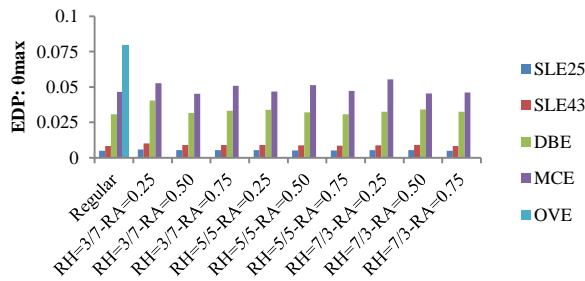
تغییر مکان جانبی نسبی سازه است. به عبارت دیگر، با در اختیار داشتن هریک از پارامترهای IM و یا EDP ، می‌توان درصد اطمینان از عملکرد سازه را برآورد نمود. با این حال، در این قسمت، تقاضای متناظر با سطوح خطر لرزه‌ای و تأثیر انعطاف‌پذیری پی در آن مورد بررسی قرار می‌گیرد. این مقادیر با استفاده از منحنی‌های IDA قابل برآورد است.

شکل ۲۸- تقاضای تغییر مکان جانبی نسبی ماکزیمم سازه‌های با پای گیردار



The maximum relative displacement demand for the fixed base structures

شکل ۲۹- تقاضای تغییر مکان جانبی نسبی ماکزیمم سازه‌های با پای انعطاف‌پذیر



The maximum displacement demand for the flexible base structures

در شکل ۲۸ و شکل ۲۹، نمودار تقاضای تغییر مکان جانبی نسبی ماکزیمم سازه‌های با پای گیردار و انعطاف‌پذیر نمایش داده شده‌اند. ملاحظه می‌شود که تقاضا در مدل‌های متأثر از آثار اندرکنش خاک و سازه نسبت به مدل‌های با پای گیردار افزایش می‌یابد. میزان افزایش تقاضا با افزایش دوره بازگشت زلزله‌ها افزایش می‌یابد به شکلی که در سطح خطر MCE ، ماکزیمم افزایش ۳۵٪ در مدل نامنظم $R_H=7/3-R_A=0.25$ دیده می‌شود. با این حال، به استثناء سازه منظم، سازه‌های نامنظم هندسی در ارتفاع که از آثار اندرکنش خاک و سازه تأثیر می‌پذیرند، توان تحمل جابه‌جایی‌های ناشی از زلزله با

[۵]Shakib, Hamzeh;Homaei, Farshad; "Probabilistic seismic performance assessment of soil-structure interaction effect on seismic response of mid-rise setback steel buildings"; Bulletin of Earthquake Engineering, 2017.

[۶]Homaei, Farshad;Shakib, Hamzeh; "Probabilistic confidence level evaluation of vertically irregular steel buildings considering foundation flexibility effects"; Civil Engineering Sharif, 2017, (In Persian).

[۷]Gajan, S.;Raychowdhury, P.;Hutchinson, T. C.;Kutter, B. L.;Stewart, J. P.; "Application and validation of practical tools for nonlinear soil-foundation interaction analysis"; Earthquake Spectra, 26; 2010, 111-129.

[۸]Raychowdhury, P.;Hutchinson, T. C.; "Performance evaluation of a nonlinear Winkler-based shallow foundation model using centrifuge test results"; Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 38; 2009, 679-698.

[۹]Raychowdhury, Prishati; Nonlinear Winkler-based shallow foundation model for performance assessment of seismically loaded structures, in, UNIVERSITY OF CALIFORNIA, SAN DIEGO, 2008.

[۱۰]Hutchinson, T.C.;Raychowdhury, P.;Chang, B.; "Nonlinear structure and foundation response during seismic loading: dual lateral load resisting systems";Proceedings of the Eighth US national conference on earthquake engineering. Paper;2006.

[۱۱]Tang, Yuchuan;Zhang, Jian; "Probabilistic seismic demand analysis of a slender RC shear wall considering soil-structure interaction effects"; Engineering Structures, 33; 2011, 218-229.

[۱۲]Rajeev, P.;Tesfamariam, S.; "Seismic fragilities of non-ductile reinforced concrete frames with consideration of soil structure interaction"; Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 40; 2012, 78-86.

[۱۳]Anderson, D.L.; "Effect of foundation rocking on the seismic response of shear walls"; Canadian Journal of Civil Engineering, 30; 2003, 360-365.

[۱۴]Chen, X.C.;Lai, Y.M.; "Seismic response of bridge piers on elasto-plastic Winkler foundation allowed to uplift"; Journal of Sound and Vibration, 266; 2003. ۹۶۵-۹۵۷

[۱۵]Shakib, H;Pirizadeh, M; "Probabilistic Seismic Performance Assessment of Setback Buildings under Bidirectional Excitation"; Journal of Structural Engineering, 2013.

[۱۶]BHRC; Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings (Standard 2800), in, Building and Housing Research Centre, Tehran, Iran, 2014, (In Persian).

[۱۷]IBNC; Iranian National Building Code, Part 6 - Loads for Buildings, in, Institute of Building National Code, 2014, (In Persian).

[۱۸]IBNC; Iranian National Building Code, Part 10 - Steel Design, in, Institute of Building National Code, 2014, (In Persian).

[۱۹]Jafari, M.K. ; "Supplementary studies of Seismic microzonation of South of Tehran"; International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, 2002, (In Persian).

مقایسه تقاضای تغییر مکان جانبی نسبی سازه‌های با پای گیردار و انعطاف‌پذیر نشان داد که اندرکنش خاک و سازه موجب افزایش میزان تقاضا در سازه‌ها می‌شود. برای زلزله-های با دوره بازگشت ۲۵ الی ۴۷۵ سال مشاهده شد که میزان تقاضا بین ۱۵ تا ۲۰٪ در سازه‌های نامنظم هندسی در ارتفاع افزایش می‌یابد. با این حال، برای زلزله‌های با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال، میزان افزایش تقاضا به ۳۰٪ نیز می‌رسد.

بطور کلی، موقعیت و درصد پس‌رفتگی سازه نقش مؤثری در میزان درصد اطمینان از عملکرد لرزه‌ای سازه بازی می‌کند. علاوه بر این، اندرکنش سازه با خاک قرار گرفته در زیر آن موجب تغییر در نتایج شده که عدم در نظر گرفتن آن در طراحی می‌تواند منجر به برآورد نادرستی از عملکرد لرزه‌ای سازه شود.

فهرست واژگان

- ۱ Setback building
- ۲ Box
- ۳ Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)
- ۴ Incremental dynamic Analysis (IDA)
- ۵ Intensity Measure (IM)
- ۶ Engineering Demand Parameter (EDP)
- ۷ Immediate Occupancy (IO)
- ۸ Life Safety (LS)
- ۹ Collapse Prevention (CP)
- ۱۰ Global Instability (GI)
- ۱۱ Service Level Earthquake (SLE)
- ۱۲ Design Base Earthquake (DBE)
- ۱۳ Maximum Credible Earthquake (MCE)
- ۱۴ Overdesign Earthquake (OVE)

References

مراجع

- [۱]Karavasilis, Theodore L;Bazeos, Nikitas;Beskos, DE; "Estimation of seismic inelastic deformation demands in plane steel MRF with vertical mass irregularities"; Engineering Structures, 30; 2008, 3265-3275.
- [۲]Shahrooz, Bahrain M;Moehle, Jack P; "Seismic response and design of setback buildings"; Journal of Structural Engineering, 116; 1990, 1423-1439.
- [۳]Shahrooz, Bahram M;Moehle, Jack P; Experimental study of seismic response of RC setback buildings; Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California; Springfield, Va.: available from the National Technical Information Service; 1987 ;
- [۴]Duan, XN;Chandler, AM; "Seismic torsional response and design procedures for a class of setback frame buildings"; Earthquake engineering & structural dynamics, 24; 1995, 761-777.

[۲۹]Jalayer, Fatemeh;Cornell, CA; "Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments"; Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 38; 2009, 951-972.

[۳۰]Bianchini, M;Diotallevi, PP;Baker, JW; "Prediction of inelastic structural response using an average of spectral accelerations";10th international conference on structural safety and reliability (ICOSSAR09);2009, 13-17.

[۳۱] FEMA, Federal Emergency Management Agency; Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings; Washington DC;m 2000.

[۳۲]FEMA; Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings(FEMA 351), in, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, DC., 2000.

[۳۳]Vamvatsikos, Dimitrios;Cornell, C Allin; "Incremental dynamic analysis"; Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 31; 2002, 491-514.

[۳۴]Jalayer, Fatemeh;Cornell, C Allin; A technical framework for probability-based demand and capacity factor design (DCFD) seismic formats; Pacific Earthquake Engineering Research Center; 2004.

[۳۵]Moehle, Jack; Case studies of the seismic performance of tall buildings designed by alternative means: task 12 report for the tall buildings initiative: final report to California seismic safety commission and California emergency management agency; Pacific Earthquake Engineering Research Center; 2011.

[۲۰]Jafari, M.K" ;.Seismic microzonation of North of Tehran from the viewpoint of site conditions"; International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, 1999, (In Persian).

[۲۱]IBNC; Iranian National Building Code, Part 7 - Foundation Design, in, Institute of Building National Code, 2014, (In Persian).

[۲۲]Mazzoni, Silvia;McKenna, Frank;Scott, Michael H;Fenves, Gregory L; "OpenSees command language manual"; Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 2006.

[۲۳]Ibarra, Luis F;Krawinkler, Helmut; Global collapse of frame structures under seismic excitations; Pacific Earthquake Engineering Research Center; 2005 ;

[۲۴]ASCE41-13; Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13); American Society of Civil Engineers; 2014.

[۲۵]Lignos, D. G.;Krawinkler, H.;Whittaker, A. S.; "Prediction and validation of sidesway collapse of two scale models of a 4-story steel moment frame"; Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 40; 2011, 807-825.

[۲۶]Harden;Hutchinson;Martin;Kutter; Numerical modeling of the nonlinear cyclic response of shallow foundations, in, Technical Report 2005/04, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), 2005.

[۲۷]Pirizadeh, Mahboobe; Seismic evaluation of vertically irregular steel moment frame buildings using probabilistic performance-based method, in: Department of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tarbiat Modares University, 1392, (In Persian).

[۲۸]PEER; Ground Motion Database, in, Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Soil-structure interaction effects on demand and probabilistic confidence level of geometric vertically irregular steel buildings

Farshad Homaei¹, Hamzeh Shakib^{2*}

1- Ph.D. student, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

2- Professor, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University,

shakib@modares.ac.ir

Abstract:

In this paper, the effect of soil-structure interaction is investigated on the drift demand and probabilistic seismic confidence level of geometric vertically irregular steel buildings. A series of vertically irregular steel buildings (known as setback buildings) with different setback ratios were designed based on the regulations in the current edition of Iranian seismic design code (Standard 2800). Foundation design of the structures was accomplished with the assumption of sandy soil with shear wave velocity of 200m/s under the footings. The three dimensional model of nonlinear soil-structure system was built in Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Concentrated plastic hinges at the end of frame elements were used to model the nonlinear behavior of these elements. Soil-foundation system of the structures was modeled with the Beam on Nonlinear Winkler Foundation (BNWF) approach. In this approach, a series of nonlinear springs are used to model the soil behavior under the dynamic excitation. Simplicity and efficiency of this modeling approach make it popular in soil structure interaction problems. The seismic analysis of the structures was performed under the simultaneous action of orthogonal components of real ground motions. Twenty earthquake records were used for this purpose. The selection of earthquake ground motions was accomplished based on appropriate specifications of earthquake components like magnitude, shear wave velocity, the distance from faults, and etc. Incremental dynamic analysis (IDA) was accomplished to estimate the structural performance of the regular and vertically irregular setback buildings from the linear phase of behavior to the nonlinear phase and up to the global instability of the structures. Based on the results, the median IDA curve was evaluated. This curve was used to estimate the structural performance objectives. Four common performance objectives namely Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS), Collapse prevention (CP) and Global Instability (GI) were specified on the median IDA curve of each structure. Following the performance-based earthquake engineering framework, the confidence level of meeting a specific performance level was evaluated at each limit state. Based on the results, curves were generated to specify the confidence level of meeting a specific performance level for the range of earthquake intensities and corresponding maximum inter story drift ratio. The performance based confidence level of flexible base setback buildings was compared to that of the fixed base structures at five seismic hazard levels. The selected hazard levels have the return periods from 25 to 4975 years. It is observed that all the fixed and flexible base buildings have the ability to continue their immediate occupancy with the confidence level of 100% under the earthquakes with low to medium hazard levels (i.e. with the return period of 43 years). However, as the level of seismic hazard increases the difference between the confidence level of flexible base structure and the fixed base ones increases. Depend on the position and ratio of the setback, 40 to 60% reduction is observed in the performance based confidence level of flexible base structures. Meanwhile, soil-structure interaction increases the maximum drift demand in structures. Based on the given results, it is observed that up to 35% increase of maximum drift happens in structures with flexible foundation.

Keywords: Geometric vertical irregularity, Performance-based earthquake engineering, Incremental dynamic analysis, Confidence level of performance objectives