

چکیده

تجربیات حاصل از زلزله‌های گذشته، حاکی از تأثیر قابل ملاحظه‌ی پدیده‌ی اندرکنش خاک و سازه^۱ بر پاسخ‌های دینامیکی سازه‌های مرتفع، حجیم، وزین و سخت مستقر روی خاک‌های نسبتاً نرم است. کنترل تأثیر پدیده‌ی مذکور بر قابلیت اعتماد لرزه‌ای^۲ ساختمان‌ها با سیستم نوین قالب تونلی، نظر به وزن زیاد و سختی قابل توجه سیستم، ضروری به نظر می‌رسد. در این مطالعه، خاک زیر ساختمان‌های قالب تونلی ۵ و ۱۰ طبقه به کمک فنرهای به صورت خطی مدل شده و پس از تحلیل، ضمن کنترل پاسخ‌ها، با رویکردی احتمالاتی، سطح عملکرد ساختمان‌ها و ضرایب اطمینان در برابر لغزش و واژگونی حین زلزله در دو حالت بستر صلب و انعطاف پذیر مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد، با افزایش ارتفاع ساختمان و شدت زلزله، پدیده‌ی اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ‌های سازه شامل برش و جابه‌جایی طبقات و نیز موقعیت شروع خرابی‌ها مؤثر بوده و نسبت به بستر صلب، می‌تواند احتمال رسیدن المان‌ها به اولین سطوح خرابی را تا ۳۰ درصد و احتمال لغزش و واژگونی کلی ساختمان را حداقل ۱۰ درصد افزایش دهد. به نظر می‌رسد که به خصوص در مناطق با لرزه‌خیزی بالا و خاک‌های نرم، پدیده‌ی نامبرده می‌تواند سبب کاهش بازه‌ی قابلیت اعتماد سازه‌های بلند در حصول به عملکردهای از پیش تعیین شده گردد.

کلمات کلیدی: سیستم قالب تونلی^۳، دیوار برشی، اندرکنش خاک و سازه، قابلیت اعتماد، تحلیل شکنندگی

ارزیابی موردی قابلیت اعتماد لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی قالب تونلی با احتساب تأثیر پدیده‌ی اندرکنش خاک و سازه

وحید محسنیان

کارشناس ارشد زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ

سعید اصیل قره‌باغی

استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین طوسی

سعید بهرام بهشتی اول (نویسنده مسئول)

دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین طوسی
beheshti@kntu.ac.ir

۱- مقدمه

بر اساس مطالعات گنمیری و تاج‌الدینی [۱]، رفتار غیرخطی خاک زیرین ساختمان‌ها می‌تواند پاسخ دینامیکی آنها را به میزان قابل توجهی افزایش دهد. در این مطالعات، برای ساختمان‌های بلند مستقر روی خاک نرم، تشدید در پاسخ‌ها به اندازه‌ای بود که این محققین برای برآورد نیروهای طراحی لرزه‌ای، اکتفا به نتایج تحلیل‌های متداول را نایمن دانسته و بر لزوم انجام تحلیل‌های دینامیکی خاک و سازه تأکید نمودند.

ضمن مطالعات تجربی و تحلیلی حسین‌زاده و همکاران [۲-۴]، تأثیر اندرکنش خاک و سازه به صورت افزایش زمان تناوب ارتعاش مود اول و نسبت میرایی در سازه گزارش شده است. در این مطالعات مشخص شد، با افزایش مدفون‌شدگی پی تأثیر پدیده اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ‌ها کاهش می‌یابد.

در تحلیل دینامیکی سازه، عموماً بستر زیر شالوده صلب فرض شده و از انعطاف‌پذیری خاک صرف‌نظر می‌شود. در چنین حالتی، پاسخ سازه تنها متأثر از خواص دینامیکی خود سازه خواهد بود. بدیهی است که این فرض جز با قرارگیری سازه بر بستر سنگی صحیح نیست. در واقع، انعطاف‌پذیری قابل توجه بستر زیر شالوده از منابع ایجاد خطا در تحلیل، طراحی و در نتیجه از عوامل کاهش بازه قابلیت اعتماد لرزه‌ای سازه می‌باشد.

مستندات فراوانی وجود دارد که نشان می‌دهد به هنگام بارگذاری‌های لرزه‌ای، انعطاف‌پذیری بستر و در نتیجه اندرکنش خاک و سازه می‌تواند سبب تشدید در تغییر مکان‌ها، تغییر در سطح نیروهای داخلی المان‌ها و حتی خرابی و فروریزش کلی ساختمان‌ها شود.

سنگین واقع بر خاک‌های نرم است. قالب‌تونی از سیستم‌های نوین ساختمانی است که به جهت نداشتن المان‌های تیر و ستون از سایر سیستم‌های بتنی متعارف تفکیک می‌شود. در این سیستم سازه‌ای، تنها از المان‌های دال و دیوار به‌عنوان عناصر باربر قائم و جانبی استفاده می‌شود که در هر طبقه به‌صورت هم‌زمان بتن‌ریزی می‌شوند. به نظر می‌رسد پدیده‌ی اندرکنش خاک و سازه برای این قبیل ساختمان‌ها، به لحاظ سختی جانبی قابل توجه و وزن بالا، به‌خصوص زمانی که شدت زلزله زیاد بوده یا زمین سست باشد از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در واقع، حاشیه‌ی قابلیت اعتماد این سازه‌ها متأثر از دقت مدل‌سازی و اعمال اثر پاسخ خاک بستر در آن می‌باشد.

علی‌رغم کاربرد گسترده‌ی قالب‌تونی‌ها در پروژه‌های انبوه‌سازی مسکن، متأسفانه در آیین‌نامه‌های تحلیل و طراحی فعلی، این سیستم به‌عنوان یک سیستم مستقل سازه‌ای مد نظر قرار نگرفته است. تحقیقات انجام‌شده بر روی ساختمان‌های قالب‌تونی اگرچه ارزشمند، ولی محدود است.

ژول و چوپرا [۹] طی مطالعاتی، بانک اطلاعات به‌دست‌آمده از زلزله‌های متعدد کالیفرنیا را با نتایج به‌دست‌آمده از روابط پیشنهادی آیین‌نامه‌ها مقایسه کردند. لی و همکاران [۱۰] نیز مطالعاتی را به‌منظور اندازه‌گیری زمان تناوب سازه‌های پانلی انجام دادند. طی این بررسی‌ها مشخص شد که استفاده از روابط تجربی موجود در آیین‌نامه‌ها جهت محاسبه زمان تناوب ساختمان‌های قالب‌تونی، منجر به نتایج دقیقی نمی‌شود و این موضوع سبب تخمین نامناسب نیروهای زلزله خواهد شد.

ضمن مطالعات بالکایا و کالکان [۱۱] روی ساختمان‌های قالب‌تونی با تعداد طبقات و پلان‌های مختلف، رابطه‌ای برای محاسبه‌ی زمان تناوب ساختمان‌ها با این تکنیک ساخت در شرایطی که تعداد طبقات کمتر از ۱۵ باشد، پیشنهاد شد. با توجه به پیچیدگی و محدودیت کاربرد این رابطه، بالکایا و کالکان [۱۲] در سال ۲۰۰۴ طی مطالعات دیگری، معادله‌ی جدیدی مستقل از جهت، برای تخمین زمان تناوب اصلی این ساختمان‌ها ارائه کردند.

به‌علاوه، برای ساختمان‌های کوتاه‌تر از پنج طبقه، حرکات افقی و گهواره‌ای پی و برای ساختمان‌های بلندتر، تنها حرکات گهواره‌ای پی عوامل اصلی پدیده‌ی اندرکنش خاک و سازه معرفی شدند. با استناد به نتایج این مطالعات، ساختمان‌های مجاور تأثیر قابل ملاحظه‌ای در تغییر فرکانس و میرایی یکدیگر نداشته و تصریح شد که اثر هم‌جواری در فرکانس‌های بالا بیشتر از فرکانس‌های پایین اهمیت دارد.

مطالعات قناد و احمدنیا [۵] نشان می‌دهد که پدیده‌ی اندرکنش خاک و سازه در محدوده‌ی ارتجاعی مؤثرتر است. تحقیقات صورت گرفته به‌منظور بررسی اثر شرایط خاک بر ضریب کاهش مقاومت توسط قناد و جهان‌خواه حاکی از آن است که اندرکنش خاک و سازه باعث کاهش ضریب رفتار می‌گردد [۶]. نتایج نشان می‌دهند که این کاهش به‌خصوص برای ساختمان‌های مستقر بر خاک نرم بیشتر است. بر اساس این مطالعات، در نظر گرفتن ضریب رفتار در پایه ثابت برای سیستم خاک و سازه منجر به کاهش حاشیه‌ی ایمنی در برآورد نیروهای طراحی می‌گردد.

طبق مطالعات آویلس و پرز-روچا [۷]، با کاهش عمق دفن‌شدگی پی و ضخامت لایه‌ی خاک زیرین سازه، اثرات اندرکنش خاک و سازه افزایش می‌یابد. در این مطالعات همچنین مشخص شد که در مقایسه با بستر صلب، پدیده‌ی اندرکنش می‌تواند منجر به کاهش قابل ملاحظه‌ای در مقاومت تسلیم و نیز جابه‌جایی تسلیم گردد. تحقیقات نخعی و قناد [۸] نشان می‌دهد که پدیده‌ی اندرکنش خاک و سازه بر شاخص‌های خرابی ساختمان‌ها نیز مؤثر بوده و در واقع این پدیده به‌طور قابل ملاحظه‌ای شاخص‌های خرابی ساختمان‌های صلب (با پی‌ود کوتاه) واقع بر خاک‌های نرم را افزایش می‌دهد. ایشان نتیجه گرفتند که با افزایش نسبت ابعاد سازه این مورد نیز تشدید می‌گردد.

بررسی‌ها در خصوص تأثیر مدل‌سازی خاک بستر بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها حاکی از تأثیر قابل توجه پدیده‌ی اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ‌های دینامیکی و عملکرد لرزه‌ای سازه‌های

تقریب مناسبی برای برآورد زمان تناوب نمونه‌ها نتیجه می‌دهد. طی مطالعات تحلیلی، ایشان برای محاسبه‌ی ضریب رفتار، از روش ATC-63 استفاده کردند [۱۹]. نتایج این مطالعه نشان داد که ضریب رفتار ۴ برای این ساختمان‌ها، انتخاب مناسبی است. بالکایا و همکاران [۲۰]، ضمن مطالعه‌ای به بررسی تأثیر

پدیده‌ی اندرکنش خاک‌وسازه بر مشخصات دینامیکی ساختمان‌های قالب تونلی با پلان‌ها و ارتفاعات مختلف پرداختند. در این پژوهش، خاک به کمک فنرهایی به صورت خطی مدل شد و تحلیل‌ها در دو حالت با و بدون اندرکنش خاک‌وسازه، بر روی مدل‌هایی سه‌بعدی صورت گرفت. در ادامه، بر اساس نتایج تحلیل‌های انجام‌شده، روابطی برای تخمین زمان تناوب اصلی این ساختمان‌ها با احتساب پدیده‌ی اندرکنش خاک‌وسازه پیشنهاد شد. مطالعاتی توسط بهشتی اول و محسنیان [۲۱] به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای و برآورد ضریب رفتار ساختمان‌های قالب تونلی انجام شد. با استناد به نتایج حاصل از این مطالعات، استفاده از ضرایب رفتار ۵ و ۶ برای طراحی اولیه، باقی ماندن سازه‌ها در سطح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه به ازای زلزله طرح آیین‌نامه ایران را تضمین خواهد کرد.

محسنیان و همکاران [۲۲] طی مطالعه‌ای روی سیستم قالب تونلی، جهت ارزیابی سطح عملکرد، تعیین موقعیت شروع خرابی در المان‌ها و همچنین تخمین نیروهای داخلی آنها در یک سطح خطر مشخص، روش زمان دوام را جایگزینی مناسب برای روش‌های مرسوم و البته بسیار وقت‌گیر تاریخچه‌زمانی و بارافزون معرفی کردند.

بهشتی اول و همکاران [۲۳-۲۴]، مطالعاتی به منظور بررسی تأثیر ایجاد نامنظمی در پلان، روی ساختمان‌های بتنی با سیستم قالب تونلی انجام دادند. با توجه به اینکه مدل‌های مورد بررسی در سطح خطر طراحی آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه قرار گرفتند، ایشان ضابطه‌ی ضرورت منظم بودن پلان ساختمان‌ها با این سیستم اجرایی را سخت‌گیرانه و محتاطانه معرفی نمودند.

محسنیان و همکاران [۲۵] ضمن مطالعه‌ای، حساسیت لرزه‌ای

بالکایا و کالکان [۱۳-۱۴] مدل‌های دو بعدی و سه‌بعدی و ۲ طبقه از این ساختمان‌ها را تحت تحلیل بارافزون قرار دادند. در این مطالعه مشخص شد که رفتار حاکم در این سیستم سازه‌ای به صورت غشایی است و عملکرد کششی-فشاری همبسته دیوارها در سه بعد، نقش مهمی در باربری ساختمان‌های ساخته‌شده با این تکنیک ایفا می‌کند. در پایان برای ساختمان کوتاه‌تر ضریب رفتار ۵ و برای ساختمان بلندتر ضریب رفتار ۴ پیشنهاد شد.

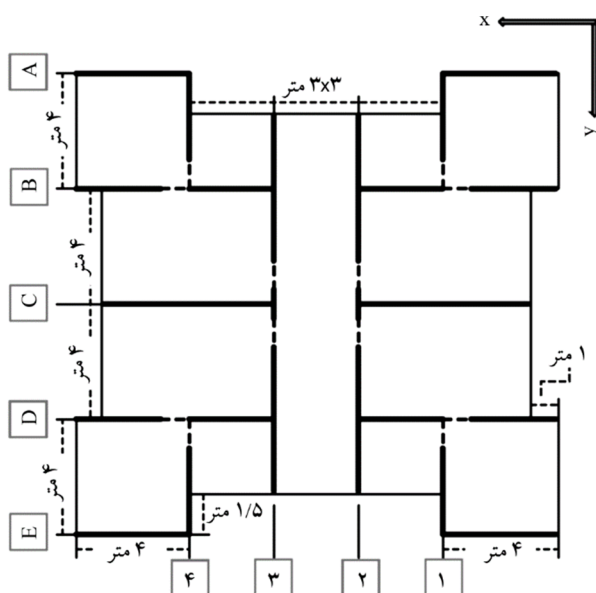
به منظور بررسی رفتار سه‌بعدی سیستم دیوارهای متقاطع، آزمایش‌هایی توسط یوکسل و کالکان بر روی نمونه‌هایی با حداقل آرماتورهای مسلح‌کننده انجام شد [۱۵-۱۶]. با توجه به درصد کم آرماتورهای طولی، مود خرابی نمونه‌ها به صورت ترد گزارش شد. ضمن مدل‌سازی و تحلیل رایانه‌ای نمونه‌هایی با درصد آرماتور طولی مختلف، معلوم شد که افزودن آرماتورهای طولی متمرکز در گوشه‌ی دیوارها اثر مثبتی بر رفتار آنها داشته و می‌تواند مود خرابی آنها را در درصد آرماتور کم نیز از حالت ترد خارج کند.

بر اساس مطالعات توافقی و عشقی [۱۷]، در این سیستم سازه‌ای، زمان تناوب اصلی در هر جهت به طور مستقیم به ارتفاع کلی ساختمان وابسته است و نسبت ابعاد سازه و درصد دیوارها تأثیر زیادی بر آن ندارد. به علاوه، ترتیب سه مود اول ساختمان‌ها مستقل از ارتفاع کلی و درصد دیوارها در پلان است.

این محققین به منظور درک بهتر رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های تونلی در محدوده‌ی غیرخطی، مطالعاتی تجربی بر روی دو نمونه‌ی ساخته‌شده با مقیاس یک‌به‌پنج انجام دادند [۱۸]. نتایج آزمایش‌های بارگذاری رفت و برگشتی^۴ روی نمونه‌ها حکایت از رفتار ترد آنها داشت و طی آن، خرابی‌هایی در دال‌ها به صورت برش منگنه‌ای و در اتصال‌های دال به دیوار و دیوار به شالوده مشاهده شد. بعد از انجام آزمایش ارتعاش اجباری^۵ روی نمونه‌ها، معلوم شد که ترک خوردگی دال‌ها نقش مؤثری در تغییر زمان تناوب مود ارتعاشی اول نوسانی ساختمان دارد و ضرایب ترک خوردگی موجود در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان،

۲- مشخصات مدل‌های مورد بررسی

برای این مطالعه، از پلان با سیستم قالب‌تولنی ارائه‌شده در شکل (۲) استفاده شد [۲۶]. مطابق شکل، پلان انتخابی منظم و نسبت به هر دو جهت اصلی متقارن است. خط‌چین‌های داخل پلان معرّف تیرهای رابط بالای بازسوهاست که طول و ارتفاعشان به ترتیب ۱ و ۰/۷ متر است.



شکل (۲): پلان ساختمان‌های قالب‌تولنی مورد مطالعه

با توجه به ارتفاع ساختمان‌های قالب‌تولنی اجرا شده در ایران، به منظور بررسی اثر ارتفاع بر رفتار، ساختمان‌هایی با این پلان و تعداد طبقات ۵ و ۱۰ مدل شد. کاربری این ساختمان‌ها مسکونی و موقعیتشان در پهنه‌ی لرزه‌خیزی تهران فرض شده است.

ارتفاع طبقات ۳ متر و خاک منطقه بر اساس طبقه‌بندی آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۲۷]، تیپ ۲ ((متر بر ثانیه) $750 \leq V_s \leq 375$ (متر بر ثانیه)) در نظر گرفته شده است. ساختمان‌های مورد مطالعه ابتدا بر اساس آیین‌نامه‌ی بتن آمریکا [۲۸] و با استفاده از نرم‌افزار ETABS v9.5.0 [۲۹] طراحی شده و تمامی الزامات طراحی ارائه‌شده توسط مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در خصوص قالب‌تولنی‌ها [۳۰] نیز رعایت شده است. مقدار ضریب رفتار برای طراحی اولیه‌ی

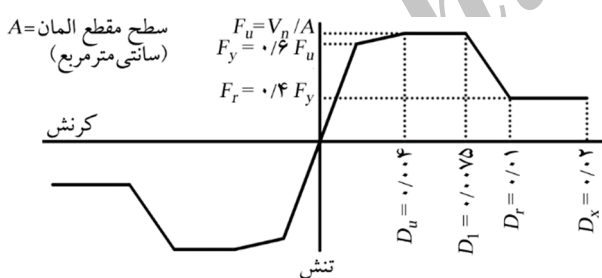
ساختمان‌های بتنی با شیوه‌ی اجرایی قالب‌تولنی به خروج از مرکزیت‌های احتمالی جرم در پلان را مورد بررسی قرار دادند. نتایج این مطالعه بیانگر ظرفیت بالا و عملکرد لرزه‌ای مناسب سیستم تحت پیچش‌های ناشی از توزیع نامتقارن جرم در پلان بود. مرور ادبیات فنی و تحقیقات پیشین حاکی از آن است که مطالعات تجربی و عددی به‌منظور ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های ساخته‌شده با تکنیک اجرایی قالب‌تولنی با احتساب پدیده‌ی اندرکنش خاک و سازه بسیار محدود است. در حال حاضر، در بسیاری از شهرهای پرجمعیت و البته با خطر نسبی بالای زلزله (نظیر تهران، تبریز، مشهد، کرج، اراک، رشت، شیراز، زنجان و...)، از این سیستم سازه‌ای در پروژه‌های انبوه‌سازی مسکن به‌صورت چشمگیری استفاده می‌شود (شکل ۱). نظر به اینکه تحلیل و طراحی این سازه‌ها با فرض بستر صلب زیر شالوده انجام می‌شود، این پژوهش در چارچوب مطالعات قابلیت اطمینان به بررسی میزان تأثیر پدیده‌ی اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ‌ها و رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های قالب‌تولنی اختصاص یافته و ضمن آن، علاوه بر تعیین سطح عملکردی مدل‌های مورد مطالعه تحت سطوح خطر با بیشینه شتاب‌های $0.35g$ و $0.55g$ ، به ترتیب به‌عنوان زلزله‌های طرح آیین‌نامه و حداکثر محتمل، پاسخ‌ها نیز در دو حالت با و بدون لحاظ نمودن اندرکنش خاک و سازه با یکدیگر مقایسه شده‌اند. در این مطالعه، رفتار ارتجاعی برای خاک فرض اساسی برای مدل‌سازی بوده است.



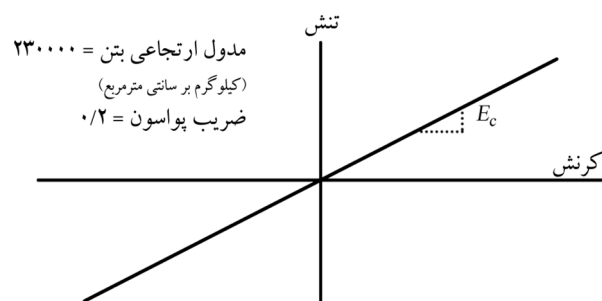
شکل (۱): نمونه‌ی ساختمان‌های قالب‌تولنی احداث‌شده در ایران (پروژه ۲۵۳۰ واحدی پردیس بومهن)

۳- مدل‌سازی رفتار غیرخطی، تعیین پارامترهای مقاومتی و تغییر شکلی المان‌ها

برای مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی سازه‌های مورد مطالعه از نرم‌افزار Perform 3D (version 4.0.3) [۳۲] استفاده شد. با توجه به تأثیر پارامترهای $(\beta = M_u / (V_u \cdot l_w))$ و $(\alpha = h_w / l_w)$ بر نوع رفتار دیوارهای برشی (رفتار خمشی و تیرگونه برای $\alpha \geq 3$ یا $\beta \geq 3$ ، رفتار برشی برای $\alpha \leq 3$ و یا $\beta \leq 0.5$) و این که اکثر دیوارهای موجود در پلان ساختمان‌های مورد مطالعه طویل بوده و تلاش برای برآورده کردن حداقل‌های گزارش ابلاغی مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در تأمین درصد دیوارها در پلان و به دنبال آن انتخاب ضخامت مناسب برای این المان‌ها، منجر به حاکم شدن حداقل ضوابط آیین‌نامه‌ی طراحی برای برش در مقاطع المان‌ها شده است، برش به‌عنوان پارامتر کنترل شونده توسط تغییر شکل در اکثر دیوارها و تمام تیرهای رابط بین آنها لحاظ گردید. بدین ترتیب مطابق شکل‌های (۳) و (۴)، برای دیوارها (جز دیوارهای یک متری واقع در محورهای ۲ و ۳ که به‌صورت خمش-کنترل در نظر گرفته شده‌اند) و تیرهای رابط، رفتار برشی غیرخطی و رفتار خمشی خطی تعریف شد.



شکل (۳): رفتار برشی غیرخطی تعریف شده در نرم‌افزار [۳۳]



شکل (۴): رفتار خمشی خطی تعریف شده در نرم‌افزار [۳۳]

ساختمان‌ها، بر اساس مقدار معمول که توسط طراحان برای این سیستم استفاده می‌شود، ۵ انتخاب شده و در مدل‌سازی نیز، برای دال‌ها و دیوارها رفتار پوسته (اثر هم‌زمان تغییر شکل‌های درون و برون صفحه) در نظر گرفته شده است.

در نهایت ضخامت همه‌ی دیوارها ۲۰ سانتی‌متر لحاظ گردید و جهت تسلیح آنها، از میلگرد آج‌دار نمره ۸ به فاصله‌ی هر ۲۰ سانتی‌متر در دو راستای قائم و طولی دیوار به‌صورت دو لایه، استفاده شد (تنها میلگردهای قائم دیوارها در چهار طبقه اول از ساختمان بلندتر، نمره ۱۲ هستند). برای تیرهای رابط بین دیوارها، به‌منظور تأمین شکل‌پذیری و افزایش مقاومت برشی، آرما توره‌های قطری نیز طراحی شد [۳۱]. ضخامت دال‌ها ۱۵ سانتی‌متر است و در طراحی اعضای سازه‌ای، مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن مصرفی ۲۵ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم میلگردهای مصرفی نیز ۴۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شد.

مقادیر بارهای مرده و زنده اعمال شده بر ساختمان‌ها مطابق جدول (۱) می‌باشد. لازم به ذکر است، از قابلیت نرم‌افزار استفاده شده و با معرفی وزن مخصوص بتن مسلح برابر ۲۵۰۰ کیلوگرم برای هر مترمکعب، وظیفه‌ی محاسبه‌ی وزن دیوارهای سازه‌ای به خود نرم‌افزار محول شده است. بر اساس آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۲۷]، وزن لرزه‌ای شامل بار مرده (دال و کف‌سازی، نصف دیوارهای سازه‌ای و غیر سازه‌ای نماها از بالای تراز هر طبقه و نصف از پایین آن) و ۲۰ درصد از بار زنده، برای طبقات و بام به ترتیب تقریباً ۱۲۰۰ و ۹۴۰ کیلوگرم برای هر متر مربع محاسبه می‌شود. باید اذعان نمود که در مقایسه با سایر سیستم‌های ساختمانی متعارف با پلان مشابه، مقادیر فوق قابل توجه است.

جدول (۱): مقادیر بارهای مرده و زنده در نظر گرفته شده برای

طراحی اولیه‌ی ساختمان‌ها

بام	طبقات	واحد بار کیلوگرم بر مترمربع است
۶۴۰	۶۴۰	بار مرده
۱۵۰	۲۰۰	بار زنده

برای دیوارهای خمش-کنترل، به منظور رسیدن به سطح دقیق تری از رفتار غیرخطی که در آن رابطه‌ی تنش-کرنش مصالح مصرفی رفتار غیرخطی را طلب می‌کند، از المان‌های «رشته‌ای» استفاده شده است. بدین ترتیب، برای این المان‌ها، رفتار خمشی غیرخطی و رفتار برشی خطی تعریف شد (عکس حالت برش - کنترل).

با توجه به این که در بیشتر موارد، به منظور تسریع روند ساخت، از طرح و اجرای المان‌های مرزی در دیوارها صرف نظر می‌شود [۱۸]، در مطالعه‌ی حاضر نیز به منظور داشتن برآورد واقع‌بینانه‌تر از رفتار ساختمان‌های موجود، المان‌های مرزی دیوارها در مدل‌سازی وارد نشده است.

مدل‌سازی دیوارها و تیرهای رابط بینشان در نرم‌افزار، با کمک المان «دیوار برشی» انجام شده است. رفتار برون صفحه‌ی الاستیک برای دیوارها، دیافراگم صلب برای سقف‌ها، اتصالات گیردار پای دیوارها و صرف نظر از لغزش میلگردها در بتن، از دیگر فرضیات این تحقیق هستند.

۴- مدل‌سازی شالوده و خاک

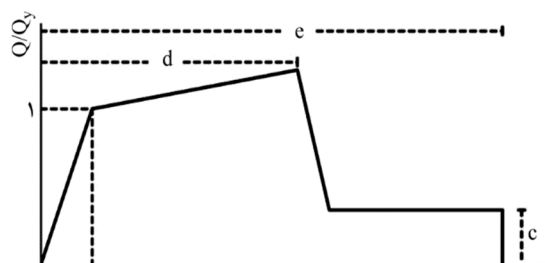
بر اساس آزمایش‌های انجام شده، خاک محل رس با خاصیت خمیری کم همراه با ماسه و شن به رنگ قهوه‌ای معرفی شده است. سایر مشخصات اعلام شده توسط آزمایشگاه مکانیک خاک نیز به شرح موارد مندرج در جدول (۳) می‌باشد.

شالوده‌ی ساختمان‌ها از نوع گسترده بوده که به صورت صلب فرض شده است.

لازم به ذکر است که در پارامترهای نامبرده، منظور از M_{II} و V_{II} به ترتیب لنگر خمشی و نیروی برشی ایجاد شده در دیوارها بوده و h_w و I_w نیز معرف ارتفاع و طول این المان‌ها می‌باشند.

معیارهایی که برای بیان شکل‌پذیری المان‌های ساختمان به کار می‌روند، بسته به رفتار آنها متفاوت است. برای دیوارها و تیرهای برش-کنترل که شکل‌پذیری از طریق گسیختگی برشی ایجاد می‌شود، به ترتیب، تغییر مکان جانبی نسبی و چرخش و تری به عنوان معیار انتخاب می‌گردد [۳۴]. در این مطالعه، برای مدل‌سازی رفتار برشی غیرخطی المان‌ها، مطابق توصیه‌های ASCE41-06 [۳۵]، مقاومت برشی اسمی مقطع المان (V_n) را به عنوان مقاومت نهایی در نظر گرفته‌ایم.

لازم به ذکر است که جهت برآورد مقاومت برشی اسمی تیرهای رابط بین دیوارها، از روابط مربوط به تیرهای عمیق استفاده شده است. سایر پارامترهای لازم برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی، از رابطه‌ی کلی بار-تغییر مکان مطابق شکل (۵) و جدول (۲) برداشت شده است.



تغییر مکان جانبی نسبی یا چرخش و تری

شکل (۵): رابطه‌ی کلی بار-تغییر شکل (تعمیم یافته) برای اجزا و اعضای

بتنی [۳۴]

جدول (۲): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی-اعضای کنترل‌شونده با برش [۳۴]

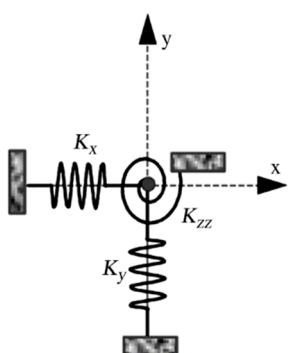
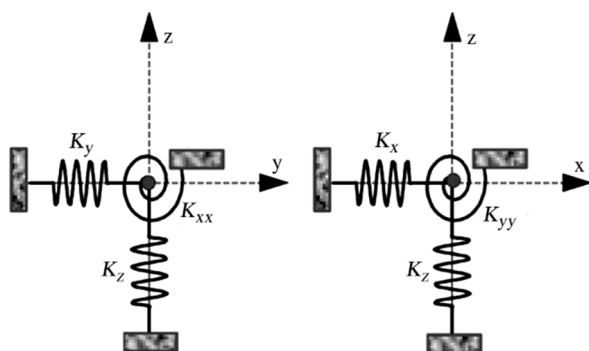
معیارهای پذیرش				پارامترهای مدل‌سازی			شرایط
زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان (%)				نسبت مقاومت باقی مانده	زاویه دوران خمیری رادیان (%)		
سطح عملکرد					c	e	
نوع عضو							
غیر اصلی		اصلی		IO			
CP	LS	CP	LS				
۱/۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۶۰	۰/۴۰	۲/۰	۰/۷۵	

الف- دیوارهای برشی یا قطعات دیوار

همه‌ی دیوارهای برشی یا قطعات دیوار

جدول (۳): مشخصات مکانیکی خاک محل

پارامتر	مقدار	واحد
وزن مخصوص (γ)	۱/۶۵	gr/cm ³
چسبندگی (C)	۰/۱۵	Kg/cm ²
زاویه‌ی اصطکاک داخلی (φ)	۲۰	deg
ضریب پواسون (ν)	۰/۳۵	-
سرعت موج برشی (V _s)	≈ ۴۰۰	m/s



شکل (۷): فنرهای انتقالی و پیچشی معادل با خاک برای هر گره

$$K_x = \frac{G.B}{(2-\nu)} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right] \quad (1)$$

$$K_y = \frac{G.B}{(2-\nu)} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right] \quad (2)$$

$$K_z = \frac{G.B}{(1-\nu)} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right] \quad (3)$$

$$K_{xx} = \frac{G.B^3}{(1-\nu)} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right] \quad (4)$$

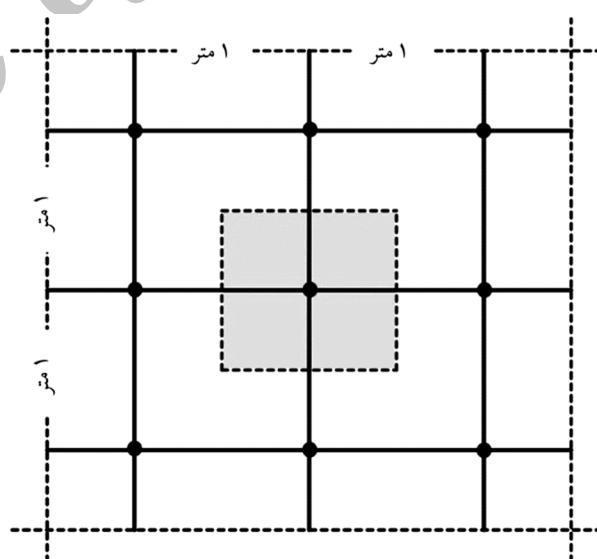
$$K_{yy} = \frac{G.B^3}{(1-\nu)} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right] \quad (5)$$

$$K_{zz} = G.B^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right] \quad (6)$$

در این روابط پارامترهای L و B به ترتیب معرف ضریب پواسون خاک، ابعاد کلی پی در امتداد و امتداد عمود بر راستای تحلیل می‌باشد.

منظور از G مدول برشی مؤثر خاک است که با افزایش

مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) [۳۴]، هر گاه سازه‌ی پی نسبت به خاک پی صلب باشد می‌توان جسم سازه‌ی پی (شالوده) را در مدل لحاظ نکرد، با این حال، به جهت تدقیق نتایج، در این مطالعه هندسه شالوده نیز در مدل‌سازی لحاظ گردید و مطابق شکل (۶)، در دو راستای طولی و عرضی پلان هر ۱ متر مش‌بندی شد. شایان ذکر است که برای مدل‌سازی شالوده از المان «پوسته» و برای مدل‌سازی خاک از «فتر» با فرض رفتار الاستیک استفاده شده است.



شکل (۶): نحوه مش‌بندی و تعریف گره‌های شالوده گسترده در نرم‌افزار، ابعاد سطح سهمیه یک گره

مطابق شکل (۷)، در هر گره از شالوده ۶ فتر برای ۶ درجه آزادی تعریف گردید (سه فتر انتقالی و سه فتر پیچشی).

برای محاسبه‌ی ضرایب سختی این فنرها که البته به صورت مستقل از یکدیگر فرض می‌شوند، از روابط (۱) تا (۶) استفاده شده است [۳۴].

مخصوص خاک، سرعت موج برشی در خاک و شتاب ثقل زمین (۹/۸۱ متر بر مجذور ثانیه) می‌باشد. مقادیر کمی متناظر در جدول (۳) ارائه شده است.

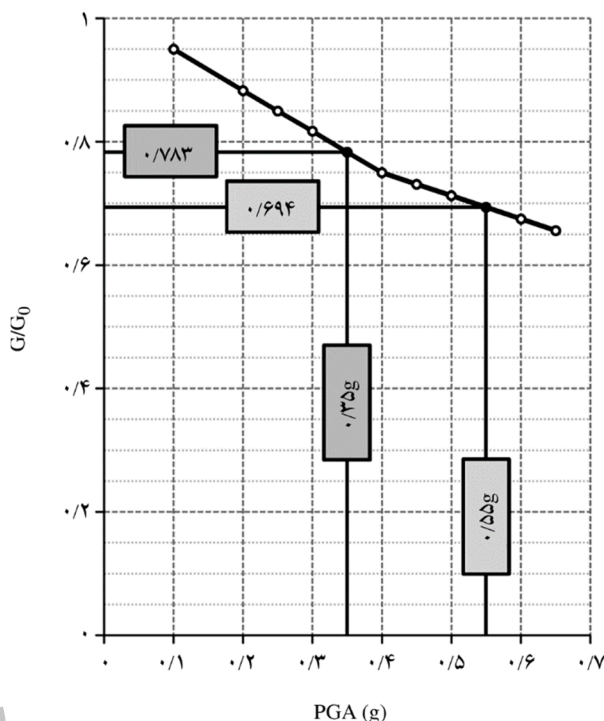
کرنش‌ها کاهش می‌یابد. این پارامتر بر حسب مدول برش اولیه خاک (G_0) و حداکثر شتاب سطح زمین ($PGA(g)$) مطابق شکل (۸) تخمین زده می‌شود.

۵- تحلیل مقادیر ویژه

مقادیر بارهای مرده و زنده اعمال‌شده در مدل‌سازی این مرحله، عیناً همان مقادیر در نظر گرفته شده برای مرحله طراحی اولیه ساختمان‌ها بوده و در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی نیز، مطابق رابطه‌ی (۸)، حد بالای اثرات بار ثقلی لحاظ گردیده است.

$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L] \quad (۸)$$

در این رابطه، Q_D بار مرده و Q_L بار زنده‌ی مؤثر است. بررسی درصد دیوارها در پلان مشخص می‌سازد که سختی و سطح مقاومت در جهت طولی پلان (x) بیشتر از جهت عرضی آن (y) است. با توجه به جدول (۴)، کنترل ترتیب مودهای انتقالی ساختمان‌ها نیز بر این مورد صحه می‌گذارد. بر این اساس، رفتار ساختمان‌های مورد مطالعه، تنها در جهت عرضی پلان (y) مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج تحلیل مقادیر ویژه نشان می‌دهد که احتساب بستر انعطاف‌پذیر برای مدل‌ها و افزایش ارتفاع، بر ترتیب سه مود اول نوسانی ساختمان‌ها تأثیری نداشته و تنها سبب افزایش زمان تناوب در آنها می‌گردد. ضمن اینکه، مود اول برای هر دو ساختمان فاقد انتقال بوده و پیچشی است. ملاحظه می‌شود که هر دو مدل، با فرض انعطاف‌پذیری برای بستر، میزان مشارکت جرم سازه در مودهای انتقالی در هر دو راستای طولی و عرضی پلان به صورت جزئی افزایش می‌یابد. برای ساختمان کوتاه‌تر، نظر به اینکه زمان تناوب کوچک‌تر از واحد بوده و ضرایب مشارکت جرم سازه در مودهای انتقالی در هر دو امتداد طولی و عرضی پلان به ۷۵ درصد می‌رسد، فرض توزیع مثلی نیروهای زلزله در ارتفاع سازه و استفاده از روش استاتیکی در تحلیل و طراحی سازه غیرمنطقی به نظر نمی‌رسد. بر اساس نتایج حاصله، برای ساختمان بلندتر تحلیل طیفی یا تاریخچه‌زمانی ارجحیت دارد.



شکل (۸): تغییرات (G/G_0) برای شدت‌های مختلف زلزله [۳۴]

همان‌گونه که ملاحظه می‌گردد، اثر غیرخطی شدن خاک به علت کاهش مدول برشی آن تحت زلزله نیز در مدل‌سازی لحاظ می‌گردد.

بعد از محاسبه‌ی سختی‌ها طبق روابط اخیر، بر اساس سطح سهمیه‌ی هر گره (شکل ۶)، مقادیر حاصل بین گره‌ها تقسیم و بدین ترتیب سختی برای فنرهای هر گره استخراج شده است (فنرها موازی بسته می‌شوند) [۳۴].

برای استفاده از شکل (۸) به منظور تخمین مدول برشی مؤثر خاک (G)، لازم است مدول برشی اولیه‌ی خاک (G_0) تعیین شود.

این پارامتر از رابطه‌ی (۷) به شرح زیر محاسبه می‌شود:

$$G_0 = (V_s^2 \cdot \gamma) / g \quad (۷)$$

در تساوی فوق منظور از V_s ، γ و g به ترتیب وزن

جدول (۴): ضرایب جرم مؤثر انتقالی و زمان تناوب مودهای نوسانی برای سازه‌های مورد مطالعه

بستر انعطاف پذیر بیشینه زلزله محتمل ^۶		بستر انعطاف پذیر زلزله طرح آیین نامه		بستر صلب		(T) زمان تناوب (ثانیه) (M) ضریب جرم مؤثر (درصد)	
۱۰ طبقه	۵ طبقه	۱۰ طبقه	۵ طبقه	۱۰ طبقه	۵ طبقه	ساختمان‌ها	
۰/۸۲۶۴	۰/۲۶۲۱	۰/۸۲۱۱	۰/۲۵۹۷	۰/۷۴۸۵	۰/۲۲۳۵	T ₁	مود اول
۰	۰	۰	۰	۰	۰	M ₁	(پیچشی)
۰/۴۹۹۷	۰/۱۶۵۴	۰/۴۹۶۲	۰/۱۶۳۸	۰/۴۴۵۳	۰/۱۳۹۷	T ₂	مود دوم
۷۶/۹۷	۸۱/۴۷	۷۶/۸۸	۸۱/۳۳	۷۵/۴۱	۷۹/۶	M ₂	(انتقالی در راستای عرضی پلان)
۰/۳۶۹۵	۰/۱۵۷۵	۰/۳۶۶۹	۰/۱۵۶۴	۰/۳۱۸۷	۰/۱۳۴۲	T ₃	مود سوم
۷۰/۰۵	۷۷/۳۲	۶۹/۸۸	۷۷/۱۱	۶۷/۳۵	۷۴/۰۲	M ₃	(انتقالی در راستای طولی پلان)
۰/۱۶۰۱	۰/۰۵۶۷۹	۰/۱۵۹۶	۰/۰۵۶۵۷	۰/۱۴۸۲	۰/۰۵۱۶۲	T ₄	مود چهارم
۰	۰	۰	۰	۰	۰	M ₄	(پیچشی)
۰/۱۰۴۵	۰/۰۴۵۹۹	۰/۱۰۴۳	۰/۰۴۵۸۳	۰/۰۹۵۷۶	۰/۰۴۱۴	T ₅	مود پنجم
۲۰/۲۹	۱۸/۳۵	۲۰/۳۱	۱۸/۴۱	۲۰/۸۷	۱۹/۵۱	M ₅	(انتقالی در راستای طولی پلان)
۰/۱۰۳۵	۰/۰۴۰۴۷	۰/۱۰۳۱	۰/۰۴۰۲۵	۰/۰۹۵۰۲	۰/۰۳۶۷۲	T ₆	مود ششم
۱۴/۳۰	۱۳/۹۱	۱۴/۲۸	۱۳/۹۴	۱۴/۴۷	۱۴/۱۸	M ₆	(انتقالی در راستای عرضی پلان)

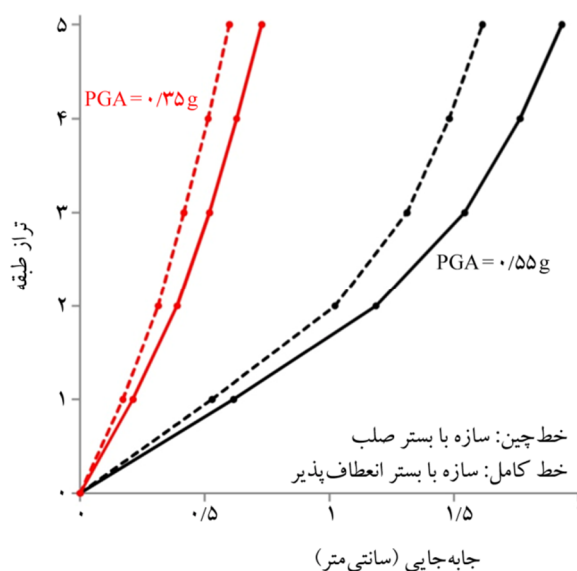
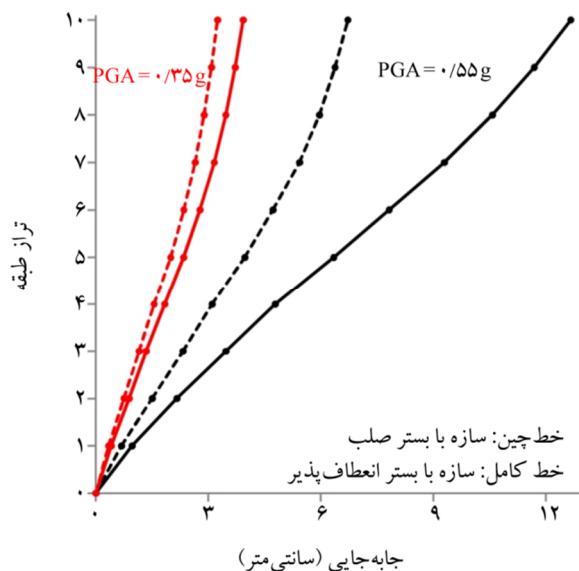
۶- تحلیل تاریخچه زمانی

است، نگاشت‌ها ابتدا به گونه‌ای مقیاس شده‌اند که بیشینه شتاب در آنها ۰/۳۵g و ۰/۵۵g باشد. در ادامه، پاسخ‌های حداکثر جابه‌جایی مرکز جرم و برش طبقات برداشت شده و میانگین مقادیر جهت مقایسه ملاک قرار گرفته است (شکل‌های ۹ و ۱۰). بررسی پاسخ‌ها نشان می‌دهد که در زلزله با بیشینه شتاب ۰/۳۵g (زلزله طرح)، نظر به این که المان‌های اصلی باربری جانبی متحمل آسیب‌های اندکی می‌شوند، تغییر شکل ساختمان‌ها به حالت خطی نزدیک است. در همین سطح از شدت، ملاحظه می‌گردد که اختلاف در برش طبقات در دو حالت بستر صلب و انعطاف‌پذیر ناچیز است. این موارد به‌خصوص برای ساختمان کوتاهتر

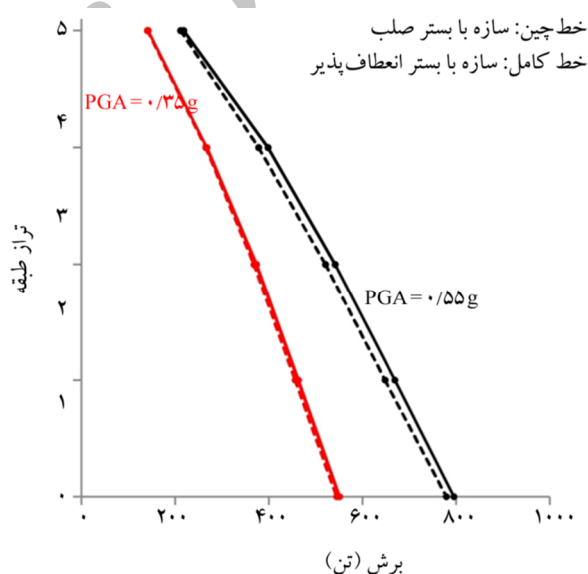
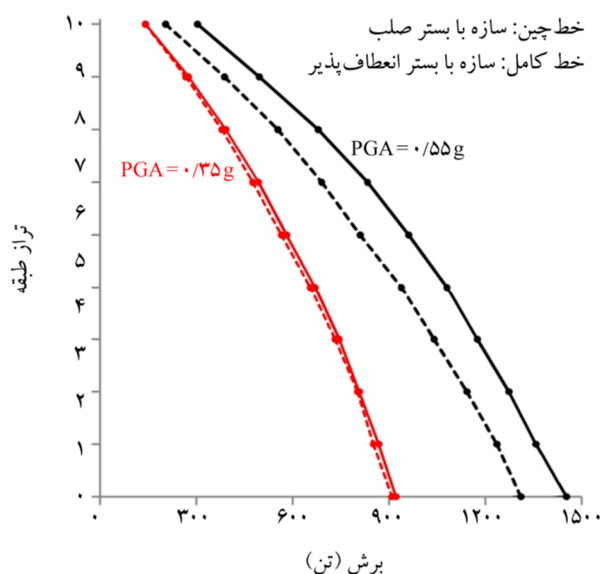
در این مطالعه، جهت انجام تحلیل تاریخچه زمانی، متناسب با شرایط خاک محل (نوع B از طبقه‌بندی USGS، (متر بر ثانیه) $360 \leq V_s \leq 800$))، هفت زوج شتاب‌نگاشت از پایگاه داده‌های وب‌سایت PEER برداشت شد [۳۶]. نگاشت‌های انتخابی جزو زلزله‌های دور از گسل هستند و در جدول (۵) معرفی شده‌اند. بعد از رسم پاسخ طیفی هر زوج شتاب‌نگاشت و مقایسه‌ی آنها، مؤلفه‌ی نگاشت اصلی بر اساس مقادیر طیفی بزرگ‌تر در محدوده‌ی فرکانسی ارتعاشی ساختمان انتخاب و در راستای عرضی پلان، بر آن وارد شد. لازم به ذکر

جدول (۵): زلزله‌های انتخابی جهت انجام تحلیل تاریخچه زمانی

نام	مؤلفه	بزرگا (Mw)	بیشینه شتاب (g)	ایستگاه ثبت نگاشت	طول گسیختگی (کیلومتر)
کاپ مندوسینو	۹۰	۷/۱	۰/۱۷۸۲	89509 Eureka - Myrtle & West	۴۴/۶
نورث‌ریج	۱۸۰	۶/۷	۰/۲۴۵۵	90018 Hollywood - Willoughby Ave	۲۵/۷
نورث‌ریج	۹۰	۶/۷	۰/۰۶۲۹	24523 Lake Hughes #4B - Camp Mend	۳۲/۳
کاپ مندوسینو	۰	۷/۱	۰/۱۱۶۱	89486 Fortuna - Fortuna Blvd	۲۳/۶
نورث‌ریج	۳۵۲	۶/۷	۰/۲۴۵۱	90061 Big Tujunga, Angeles Nat F	۲۴/۰
لاندرز	۹۰	۷/۴	۰/۱۳۵۲	23559 Barstow	۳۶/۱
سان‌فرناندو	۹۰	۶/۶	۰/۱۱۰۳	80053 Pasadena - CIT Athenaeum	۳۱/۷



شکل (۹): میانگین حداکثر جابه‌جایی مرکز جرم طبقات



شکل (۱۰): میانگین حداکثر برش طبقات

به لحاظ سختی بیشتر، بارزتر است. در یک مقایسه مشخص می‌شود که برش طبقات نسبت به جابه‌جایی طبقات حساسیت کمتری به پدیده اندرکنش خاک و سازه نشان می‌دهد. مطابق شکل‌های (۹) و (۱۰) تحت پیشینه زلزله محتمل، پاسخ‌های جابه‌جایی مرکز جرم بام و برش پایه در ساختمان بلندتر با احتساب انعطاف پذیری برای بستر، به ترتیب ۸۹ و ۱۱ درصد بیشتر از مقادیر برداشت شده با فرض بستر صلب می‌باشد. برای ساختمان کوتاه‌تر با بستر انعطاف پذیر نیز در همین سطح از شدت، پاسخ‌های نامبرده به ترتیب

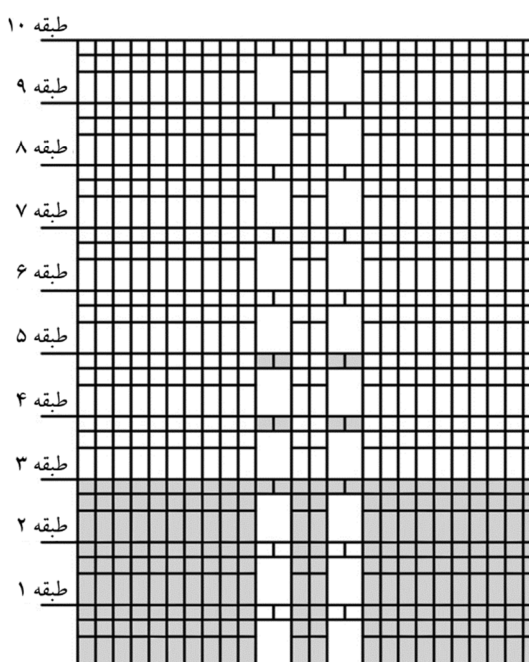
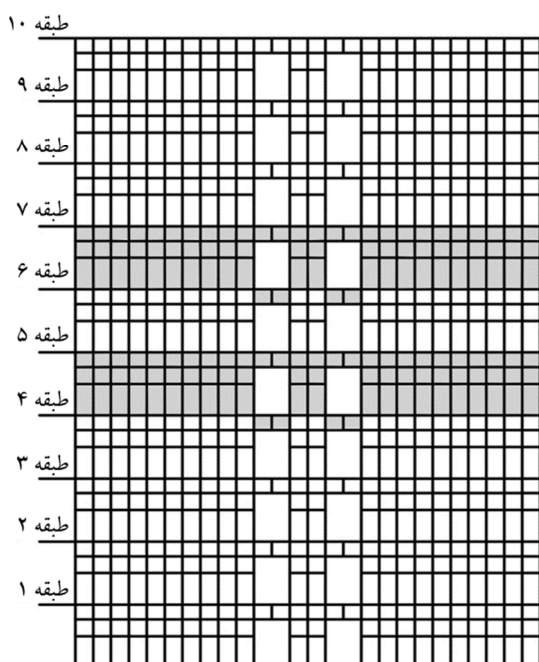
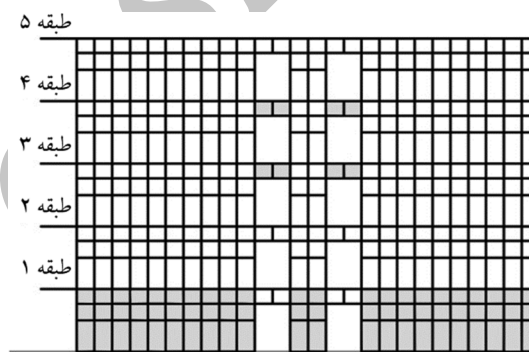
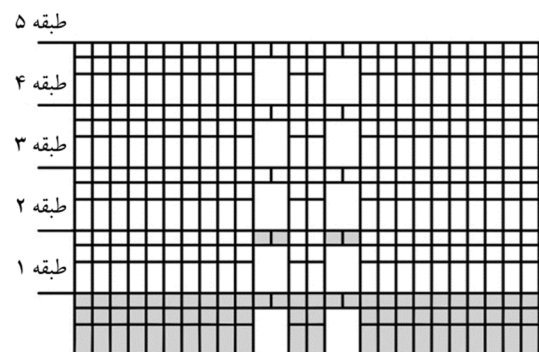
۱۹/۷۴ و ۲ درصد بیشتر از حالت بستر صلب برآورد می‌شوند. همان‌گونه که ملاحظه می‌گردد، با افزایش ارتفاع و شدت زلزله، میزان تأثیر انعطاف پذیری بستر بر پاسخ‌ها نیز بیشتر می‌شود. در ادامه، مطابق شکل‌های (۱۱) و (۱۲) به بررسی تأثیر انعطاف پذیری بستر بر موقعیت شروع خرابی در دیوارها و تیرهای رابط در ساختمان‌های مورد مطالعه پرداخته و اولین المان‌هایی که در شدت متناظر با بزرگ‌ترین زلزله‌ی محتمل ($PGA=0.55g$) سطوح خرابی را تجربه می‌کنند (المان‌های خاکستری رنگ)

۷- تحلیل قابلیت اعتماد لرزه‌ای

در مواجهه با این پرسش که: «در یک منطقه‌ی خاص، زلزله‌ای با شدت مشخص، یک سازه را به چه سطحی از عملکرد می‌رساند؟»، عدم قطعیت‌های زیادی وجود دارند که مانع ارائه‌ی پاسخی قطعی می‌شوند. عدم قطعیت‌های نامبرده را می‌توان به دو دسته‌ی کلی تقسیم کرد: دسته‌ی اول، عدم قطعیت‌هایی هستند که به صورت ذاتی در طبیعت موجودند، مانند پیش‌بینی زلزله‌های آتی، تفاوت‌های موجود در خواص و مقاومت مواد، اثرات محیطی و ... دسته‌ی دوم عدم قطعیت‌ها، منابع خطا را شامل می‌شوند، مانند خطاهای موجود در روش‌های محاسباتی، مدل‌سازی و ... [۳۷]. بنابراین بیان عملکرد سازه به فرم احتمالاتی،

مشخص شدند. در این قسمت نیز معلوم شد که انعطاف‌پذیری بستر زیر شالوده بر مودها و موقعیت خرابی در سازه‌ها مؤثر است. در هر دو ساختمان و برای هر دو حالت بستر صلب و انعطاف‌پذیر، اولین خرابی‌ها در محورهای ۲ و ۳ پلان اتفاق می‌افتد و تیرهای رابط فیوزهای خرابی در ساختمان‌ها هستند. موقعیت ارتفاعی شروع خرابی در المان‌ها در این محورها برای دو حالت بستر صلب و انعطاف‌پذیر متفاوت بوده و تغییرات برای ساختمان بلندتر مشهودتر است.

در این ساختمان با احتساب انعطاف‌پذیری برای بستر، به لحاظ افزایش تغییر مکان‌های نسبی به خصوص در طبقات بالاتر، خرابی در دیوارها که المان‌های اصلی باربری جانبی هستند نیز به طبقات بالاتر منتقل می‌شود (شکل ۹).



شکل (۱۲): موقعیت اولین خرابی در دیوارها و تیرهای رابط تحت پیشینه زلزله محتمل (محورهای ۲ و ۳ پلان - بستر انعطاف‌پذیر)

شکل (۱۱): موقعیت اولین خرابی در دیوارها و تیرهای رابط تحت پیشینه زلزله محتمل (محورهای ۲ و ۳ پلان - بستر صلب)

منطقی‌ترین راهی است که به نظر می‌رسد.

خرابی مشخص است. در هر EDP_c می‌توان مقادیر $P[EDP_d > EDP_c | EDP_c = edp_{ci}]$ (احتمال فراگذشت پارامتر تقاضای مهندسی طلب از ظرفیت به شرطی که پارامتر تقاضای مهندسی ظرفیت به حد مشخص i ام رسیده باشد) و $P[EDP_c = edp_{ci}]$ (احتمال رسیدن پارامتر تقاضای مهندسی ظرفیت به حد مشخص i ام) را برای هر سطح im_i محاسبه نمود و سپس با جمع کردن این احتمالات برای کل edp_c ها، در هر سطح از شدت (im_i)، مقدار احتمال خرابی $P(f)$ را یافت.

$$P(f) = P[C | IM = im_i] = P[EDP_d > EDP_c | IM = im_i] = \sum_{all\ edp_c} P[EDP_d > EDP_c | EDP_c = edp_{ci}, IM = im_i] \times P[EDP_c = edp_{ci}] \quad (10)$$

در مطالعه‌ی حاضر به ازای یک سطح مشخص از شدت، احتمال رسیدن پاسخ سازه به مقادیر حدی متناظر با سطوح مختلف خرابی تعیین شده است. برای ساختمان‌های مورد مطالعه، با در نظر گرفتن بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی و چرخش و تری به ترتیب در دیوارها و تیرهای رابط به‌عنوان پاسخ، سطوح عملکردی تعریف شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران (نشریه ۳۶۰) [۳۴] را به‌عنوان معیار خرابی در ساختمان لحاظ نموده و به این حالات حدی، مقادیر کمی مطابق با آنچه در جدول (۲) ارائه شده است، نسبت داده شد. سلسله‌مراتب به این شرح است:

مقادیر بیشینه پاسخ ساختمان تحت هر نگاهشت مقیاس شده به یک $PGA(g)$ مشخص، برداشت می‌شود. برای ساختمان‌های مورد مطالعه، نمودار حاصل برای زلزله‌های طرح و بیشینه محتمل مطابق شکل (۱۳) تنظیم شده است. نظر به اینکه مقادیر برداشت شده به‌صورت نزولی و بدون توجه به شماره و عنوان هر نگاهشت مرتب شده، در محور افقی این نمودار نگاهشت‌ها معرفی نشده‌اند. در گامی دیگر، با فرض این که لگاریتم طبیعی مقادیر حاصل دارای توزیع نرمال باشد، پس از محاسبه‌ی پارامترهای میانگین (μ) و انحراف استاندارد (δ) برای مقادیر برداشت شده در این سطح از شدت، یک تابع چگالی احتمال ($F(x)$) استخراج می‌گردد.

می‌توان به‌جای بیان سطحی از شدت که سازه را به سطح عملکردی خاصی می‌رساند، به ازای شدت‌های مختلف زلزله، احتمال رسیدن سازه به این سطح عملکردی را تعیین کرد. در حالتی دیگر، می‌توان به ازای یک سطح مشخص از شدت، احتمال رسیدن پاسخ سازه به مقادیر حدی متناظر با سطوح مختلف خرابی را استخراج نمود [۳۸].

۱-۲- رویکرد انهدام بر مبنای پارامتر شدت لرزه‌ای (IM-Based)

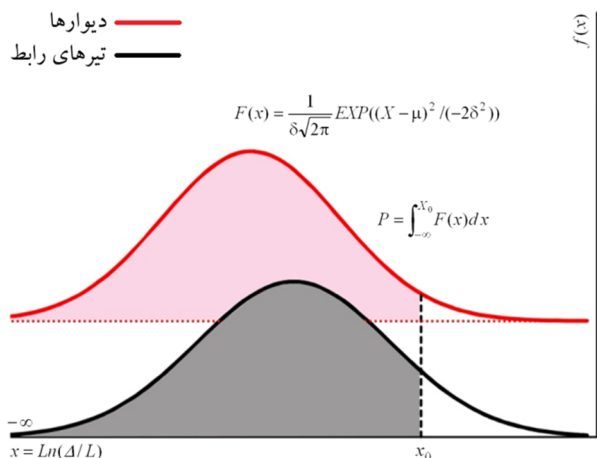
در این رویکرد، متغیر شدت لرزه‌ای مورد نظر در تحلیل، تعیین‌کننده‌ی حالت حدی برای خرابی در سازه خواهد بود. احتمال رسیدن به این حالت حدی فرضی در سازه، از رابطه (۹) قابل محاسبه است.

$$P(f) = P[C | IM = im_i] = P[im_i > IM_C] = 1 - F_{IM_C}(im_i) \quad (9)$$

در رابطه (۹)، منظور از $F_{IM_C}(im_i)$ تابع تجمعی احتمال ظرفیت لرزه‌ای است. بدیهی است که هرگاه تمامی پارامترهای ورودی مسئله و اثرات زمین‌لرزه‌ها بر سازه به‌صورت قطعی باشند، این تابع احتمال مقداری برابر واحد یا صفر خواهد داشت. واقعیت این است که وجود عدم قطعیت‌ها، پارامتر ظرفیت سازه را دستخوش تغییر می‌کند. در این رابطه منظور از IM_C و $P[C | IM = im_i]$ به ترتیب، حالت حدی بحرانی تعریف شده برای شدت لرزه‌ای و احتمال تجمعی شکست سازه برای شدت لرزه‌ای (im_i) می‌باشد.

۲-۲- رویکرد انهدام بر مبنای پارامتر تقاضای مهندسی (EDP-Based)

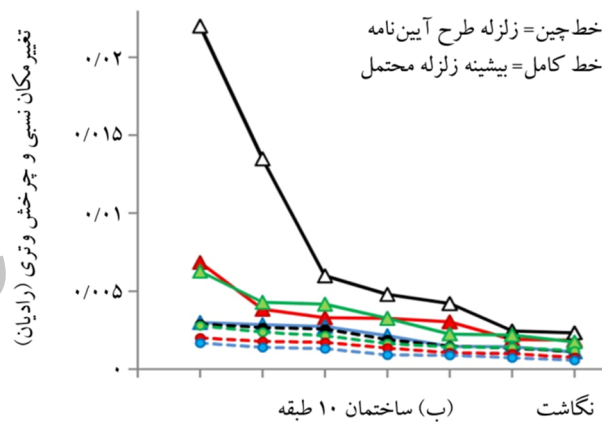
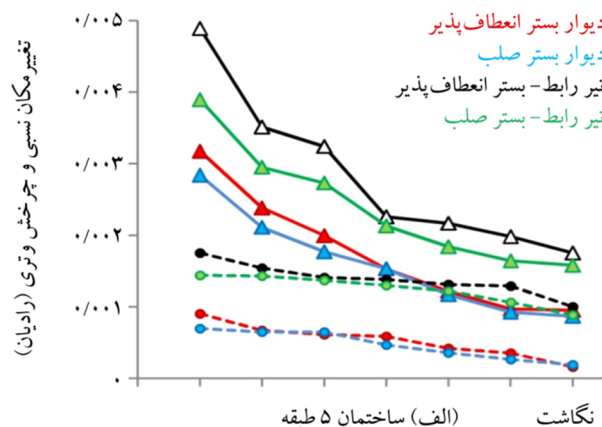
در این حالت، پارامتر تقاضای مهندسی به‌عنوان متغیر تعیین‌کننده‌ی حالت حدی برای خرابی در سازه مد نظر قرار می‌گیرد. رابطه (۱۰) بیانی ریاضی از این حالت است. در این رابطه EDP_c و EDP_d به ترتیب پارامتر تقاضای مهندسی طلب و ظرفیت بوده و منظور از edp_c نیز پاسخ متناظر به یک سطح



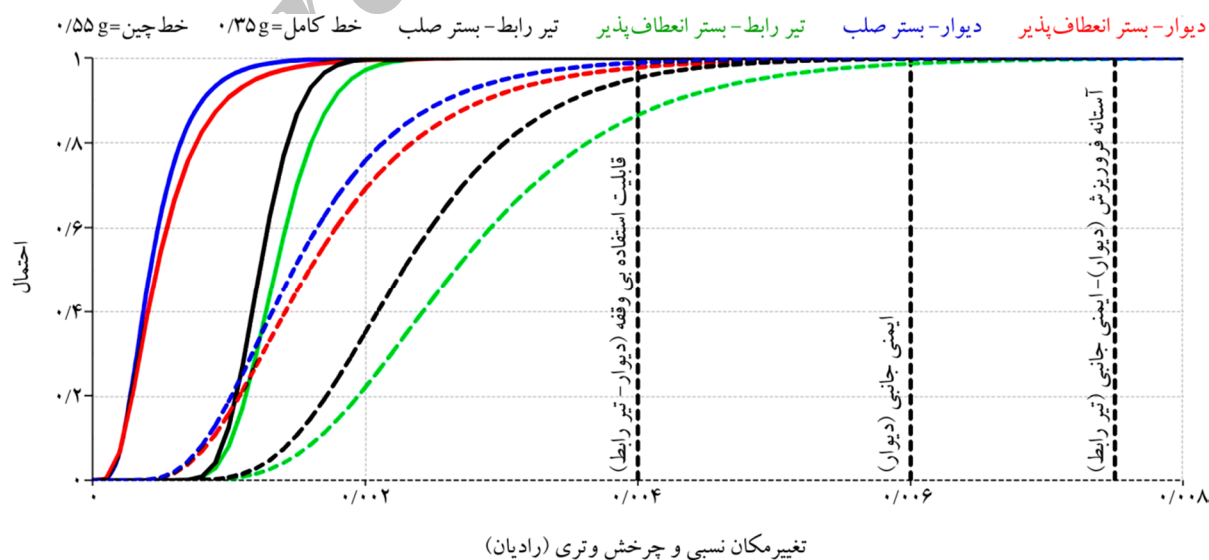
شکل (۱۴): احتمال نرسیدن به سطح عملکردی فرضی در یک سطح خطر مشخص و ثابت (شماتیک)

معناست که در این سطح از شدت $(PGA(g) = cte)$ ، به احتمال P ، پاسخ المان‌های ساختمان به مقدار X_0 نمی‌رسد و با همین احتمال سطح عملکردی نامبرده را تجربه نخواهند کرد [۲۳]. تکرار این روند و استخراج مقادیر احتمال به ازای مقادیر مختلف برای پاسخ، منجر به استخراج یک منحنی برای شدت مورد نظر می‌شود. برای ساختمان‌های مورد مطالعه، در هر دو حالت بستر صلب و انعطاف پذیر و برای زلزله‌های طرح $(PGA = 0.35g)$ و بیشینه محتمل $(PGA = 0.55g)$ ، این منحنی‌ها مطابق روند تشریح شده، استخراج و در قالب شکل‌های (۱۵) و (۱۶) نمایش داده شده‌اند.

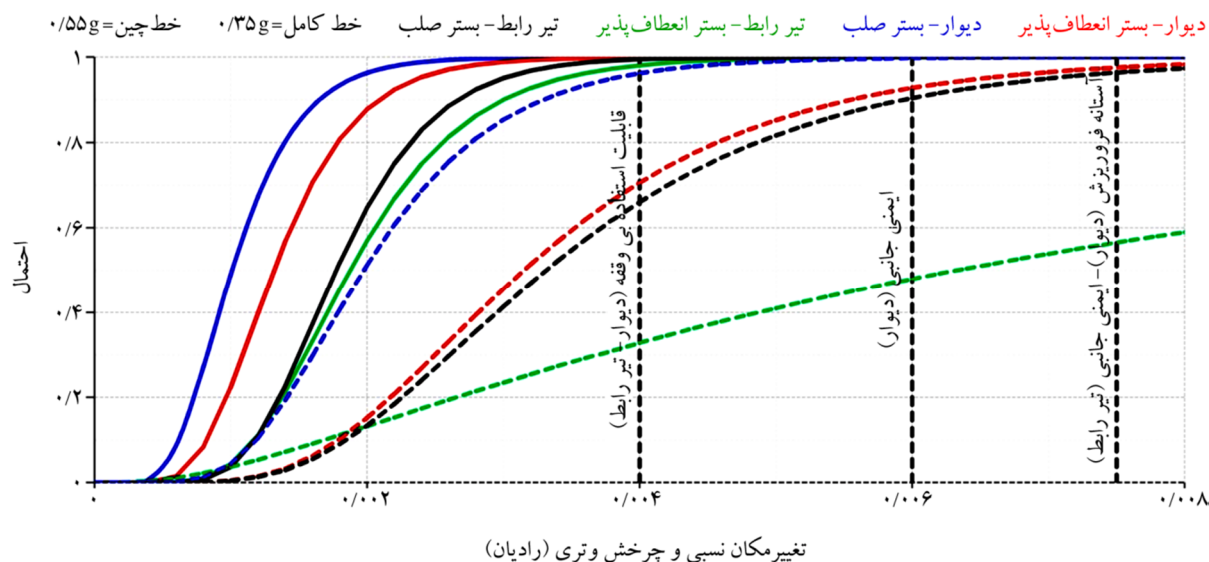
مطابق شکل (۱۴)، با جایگزینی مقداری برای X_0 به عنوان پاسخ متناظر با یک سطح از خرابی، سطح زیر منحنی تابع چگالی احتمال از $-\infty$ تا X_0 ، احتمال سلامت ساختمان را نشان می‌دهد و بدین



شکل (۱۳): بیشینه پاسخ‌های برداشت شده



شکل (۱۵): احتمال نرسیدن به سطوح مختلف عملکردی (ساختمان ۵ طبقه)



شکل (۱۶): احتمال نوسیدن به سطوح مختلف عملکردی (ساختمان ۱۰ طبقه)

هر گاه زلزله با بیشینه شتاب $0.55g$ ملاک باشد (بزرگ‌ترین زلزله‌ی محتمل)، احتساب انعطاف‌پذیری برای بستر زیر شالوده در ساختمان بلندتر، احتمال رسیدن دیوارها و تیرهای رابط بالای بازشوها به سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه را به ترتیب ۲۶ و ۳۳ درصد نسبت به بستر صلب افزایش می‌دهد. برای ساختمان کوتاه‌تر در این سطح از شدت نیز پدیده‌ی اندرکنش خاک و سازه تأثیر قابل توجهی بر احتمال خرابی‌ها ندارد به گونه‌ای که احتساب انعطاف‌پذیری برای بستر زیر شالوده در این ساختمان، احتمال رسیدن دیوارها و تیرهای رابط به سطح عملکردی نامبرده را به ترتیب تقریباً ۲ و ۹ درصد نسبت به بستر صلب افزایش می‌دهد.

بررسی منحنی‌ها و کنترل مقادیر عددی در جدول‌های (۶) و (۷) مشخص می‌کند که به ازای هر دو حالت صلب و انعطاف‌پذیر برای بستر زیر شالوده، احتمال رسیدن تیرهای رابط بالای بازشوها به سطوح عملکردی همواره بیشتر از دیوارهاست. به علاوه، با افزایش شدت زلزله و ارتفاع ساختمان، احتمال رسیدن دیوارها و تیرهای رابط به سطوح عملکردی نیز افزایش می‌یابد. به ازای حالات مختلف برای بستر، تیرهای رابط و دیوارها در هر دو ساختمان تحت زلزله با بیشینه شتاب $0.35g$ (سطح خطر طراحی)، به سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه پاسخ می‌دهند. در این سطح از شدت، پدیده‌ی اندرکنش خاک و سازه بر احتمال خرابی المان‌های هر دو ساختمان تقریباً بی‌تأثیر است.

جدول (۶): احتمال رسیدن المان‌های ساختمان ۵ طبقه به سطوح مختلف عملکردی (درصد)

سطح خطر متناظر با زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ ($PGA=0.35g$)							
ایمنی جانی (LS)				قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)			
دیوار		تیر رابط		دیوار		تیر رابط	
بدون اثر خاک	با اثر خاک	بدون اثر خاک	با اثر خاک	بدون اثر خاک	با اثر خاک	بدون اثر خاک	با اثر خاک
۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
سطح خطر متناظر با بیشینه زلزله محتمل ($PGA=0.55g$)							
ایمنی جانی (LS)				قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)			
دیوار		تیر رابط		دیوار		تیر رابط	
بدون اثر خاک	با اثر خاک	بدون اثر خاک	با اثر خاک	بدون اثر خاک	با اثر خاک	بدون اثر خاک	با اثر خاک
۰/۰۷	۰/۲	۰/۰۲	۰/۲۵	۱/۱۳	۲/۲۸	۴/۷۱	۱۳/۴۶

جدول (۷): احتمال رسیدن المان‌های ساختمان ۱۰ طبقه به سطوح مختلف عملکردی (درصد)

سطح خطر متناظر با زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ (PGA=0.35g)							
ایمنی جانی (LS)				قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)			
دیوار		تیر رابط		دیوار		تیر رابط	
بدون اثر خاک	با اثر خاک	بدون اثر خاک	با اثر خاک	بدون اثر خاک	با اثر خاک	بدون اثر خاک	با اثر خاک
۰	۰/۰۱	۰	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۱۱	۰/۵۳	۲
سطح خطر متناظر با بیشینه زلزله محتمل (PGA=0.55g)							
ایمنی جانی (LS)				قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)			
دیوار		تیر رابط		دیوار		تیر رابط	
بدون اثر خاک	با اثر خاک	بدون اثر خاک	با اثر خاک	بدون اثر خاک	با اثر خاک	بدون اثر خاک	با اثر خاک
۰/۲۶	۷/۲۳	۳/۹	۴۳/۹۶	۳/۸۱	۲۹/۴۳	۳۴	۶۷/۱۵

$$SF_{(overturning)} = \frac{M_R}{M_O} \quad (12)$$

$$SF_{(sliding)} = \frac{F_R}{F_d} \quad (13)$$

به این ترتیب برای هر نگاشت یک ضریب اطمینان خواهیم داشت. با فرض این که مقادیر حاصل دارای توزیع نرمال باشند مطابق آنچه در ابتدای همین بخش تشریح گردید، برای هر سطح خطر، یک منحنی توزیع تجمعی احتمال قابل استخراج خواهد بود. برای ساختمان‌های مورد مطالعه، به ازای زلزله‌ها با بیشینه شتاب‌های ۰/۳۵g و ۰/۵۵g، این منحنی‌ها در دو حالت بستر صلب و انعطاف‌پذیر مطابق شکل‌های (۱۷) و (۱۸) تنظیم شده‌اند.

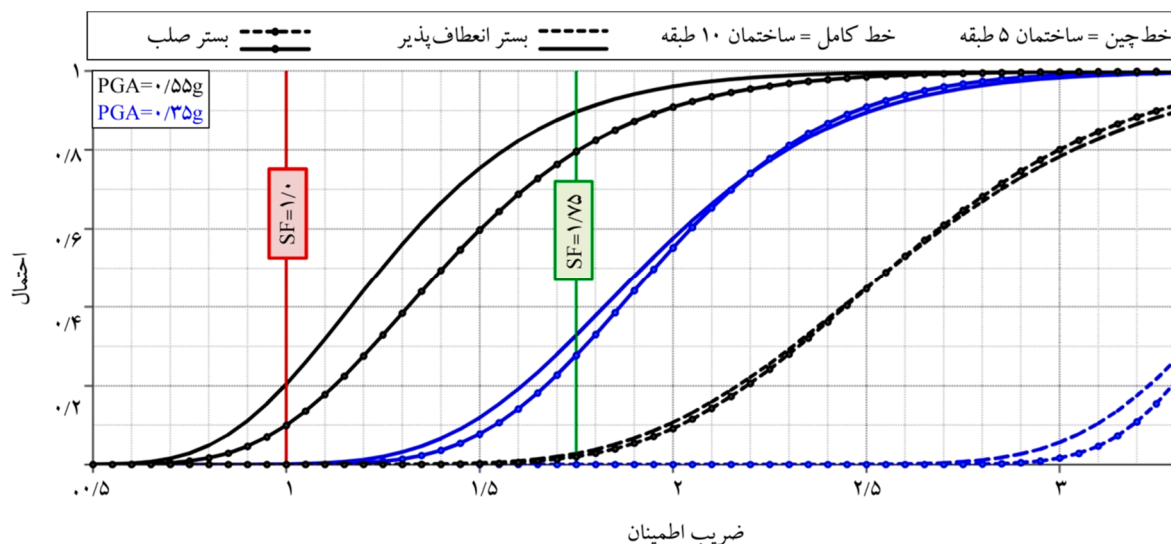
مشخص است که مقادیر احتمال برای بستر صلب کمتر است. با اتخاذ مقدار واحد برای ضریب اطمینان، مطابق شکل (۱۷)، به ازای زلزله با شتاب ۰/۵۵g (بیشینه زلزله محتمل)، مقدار احتمال برای ساختمان بلندتر با بستر انعطاف‌پذیر ۲۰ درصد محاسبه می‌شود و به این معناست که در این سطح از شدت، احتمال این که ضریب اطمینان در برابر واژگونی کمتر از واحد باشد ۲۰ درصد است. برای این مدل، در همین سطح از شدت و به ازای همین مقدار ضریب اطمینان، مطابق شکل (۱۸) این احتمال برای لغزش ۱۵ درصد استخراج می‌شود. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، به ازای یک سطح از شدت، با افزایش ارتفاع ساختمان ضریب اطمینان در برابر واژگونی و لغزش کاهش می‌یابد.

همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، المان‌ها در ساختمان بلندتر نسبت به انعطاف‌پذیری خاک بستر حساسیت بیشتری نشان می‌دهند، این مورد به‌خصوص برای تیرهای رابط بالای بازشوها مشهودتر است.

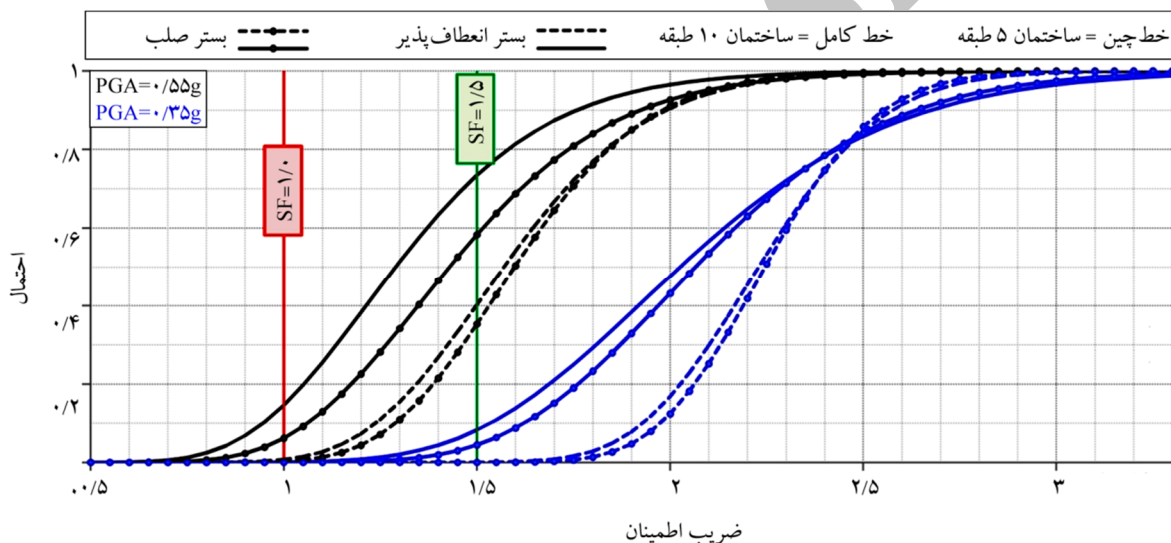
برای کنترل واژگونی و لغزش در ساختمان‌های مورد مطالعه، به ازای هر تحلیل تاریخچه‌زمانی، بیشترین لنگر محرک (M_O) و بیشترین نیروی رانشی افقی (F_d) در هر ساختمان استخراج گردید. در ادامه، لنگر مقاوم در برابر واژگونی (M_R) و نیز نیروی مقاوم افقی در کف شالوده (F_R) برای هر مدل تعیین شد. M_R به صورت مجموع حاصل ضرب وزن هر طبقه در فاصله‌ی مرکز جرم آن طبقه تا پنجه در شالوده محاسبه می‌شود (وزن شالوده نیز در محاسبات لحاظ شده است). برای محاسبه‌ی F_R از رابطه (۱۱) استفاده شده است که در آن منظور از W ، A ، $\tan(\phi)$ و C به ترتیب وزن ساختمان (با احتساب وزن شالوده)، ضریب اصطکاک بین کف شالوده و خاک، مساحت شالوده و چسبندگی خاک بستر می‌باشد. لازم به ذکر است که در محاسبه‌ی F_R ، از فشار مقاوم پاسیو خاک جلوی شالوده صرف‌نظر شده است.

$$F_R = W \cdot \tan(\phi) + AC \quad (11)$$

در نهایت ضریب اطمینان در برابر واژگونی و لغزش با استفاده از روابط (۱۲) و (۱۳) تعیین شد.



شکل (۱۷): بیان احتمالاتی ضریب اطمینان در برابر واژگونی



شکل (۱۸): بیان احتمالاتی ضریب اطمینان در برابر لغزش

واحد برای ضریب اطمینان در برابر واژگونی و لغزش مد نظر باشد، به ازای افزایش جزئی در ضریب اطمینان (به‌عنوان مثال $\Delta(SF) = 0.5$)، تغییرات قابل ملاحظه‌ای در افزایش مقادیر احتمال مشاهده می‌گردد.

جدول (۸): احتمال داشتن ضریب اطمینانی کمتر از مقادیر ارائه شده - ساختمان ۱۰ طبقه، پیشینه زلزله محتمل

لغزش	واژگونی	احتمال بر حسب درصد می‌باشد
۱۵	۲۰	$SF = 1$
۷۳/۵	۷۵	$SF = 1/5$

در یک ارتفاع ثابت نیز با افزایش شدت، کاهش در مقادیر ضریب اطمینان مشهود است. البته این کاهش برای واژگونی بیشتر است. برای سطوح پایین شدت ($PGA = 0.35g$)، لحاظ نشدن پدیده‌ی اندرکنش خاک و سازه در مدل‌سازی هر دو ساختمان، تأثیر قابل توجهی در نتایج نخواهد داشت. این در حالی است که برای ساختمان بلندتر، هرگاه سطوح بالای شدت مد نظر باشد، تأثیر پدیده‌ی نامبرده بر نتایج حداقل ۱۰ درصد برآورد می‌شود. مطابق جدول (۸)، برای ساختمان بلندتر، در پیشینه زلزله محتمل ($PGA = 0.55g$)، هرگاه مقادیر بالاتر از

لغزش و واژگونی در ساختمان بلندتر تأثیر می‌گذارد.

۸- در زلزله طرح ($PGA=0.35g$)، در هر دو حالت بستر صلب و انعطاف‌پذیر، المان‌های ساختمان کوتاه‌تر به سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه نمی‌رسند. برای ساختمان بلندتر، در همین سطح از شدت، احتمال رسیدن به این سطح از عملکرد حداکثر ۲ درصد است.

۹- به ازای بیشینه زلزله محتمل ($PGA=0.55g$)، در هر دو حالت بستر صلب و انعطاف‌پذیر، احتمال رسیدن المان‌های ساختمان کوتاه‌تر به سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه کمتر از ۱۴ درصد است. برای ساختمان بلندتر با بستر صلب در همین سطح از شدت این احتمال برای تیرهای رابط و دیوارها به ترتیب تقریباً ۳۵ و ۴ درصد است. هرگاه بستر انعطاف‌پذیر باشد این احتمال برای تیرهای رابط و دیوارها به ترتیب ۶۷ و ۳۰ درصد استخراج می‌شود. نظر به اینکه پدیده‌ی اندرکنش خاک‌وسازه در شدت‌های بالای زلزله تأثیر قابل توجهی بر پاسخ‌های تغییر مکانی ساختمان بلندتر داشته و می‌تواند منجر به تخمین جابه‌جایی مرکز جرم بام به اندازه‌ی تقریباً دو برابر مقدار برآورد شده در حالت بستر صلب گردد، مکانیسم خرابی و موقعیت شروع خرابی در المان‌ها را تغییر دهد، احتمال رسیدن المان‌ها به اولین سطوح خرابی را تا ۳۰ درصد افزایش دهد و احتمال واژگونی و لغزش کلی ساختمان را حداقل ۱۰ درصد بالا ببرد. باید اذعان نمود که در تحلیل سیستم بتنی با شیوه اجرایی قالب تونلی، فرض صلیبیت بستر زیر شالوده به‌خصوص برای ساختمان‌های مرتفع یا شدت‌های قابل توجه زلزله، می‌تواند منجر به خطا در پاسخ‌ها شده و مشکل‌ساز باشد. بدین ترتیب، در مناطق با لرزه‌خیزی بالا، زمین‌های نرم و ارتفاع‌های بالا توجه ویژه به پدیده‌ی اندرکنش خاک‌وسازه و نوع شالوده در این سیستم سازه‌ای ضروری به نظر می‌رسد.

مراجع

1. Getmiri, B., Tajoddini, H.R. (2003) The effects of nonlinear behavior of soil on dynamic responses of tall buildings. *Journal of the College of Engineering*, 37(2), 283-294 (in Persian).

بررسی شکل‌های (۱۵) تا (۱۸) نشان می‌دهد که در سطوح بالای شدت، هرگاه ضریب اطمینان‌های بالاتر از واحد مد نظر باشد، احتمال واژگونی و لغزش در ساختمان‌ها بیشتر از احتمال رسیدن المان‌هایشان به سطوح بالای خرابی است.

۸- نتیجه‌گیری

نتایج حاصل از این مطالعه محدود به مدل‌ها و فرضیات اتخاذ شده بوده و بدین شرح است:

- ۱- انعطاف‌پذیری بستر و ارتفاع تأثیری بر ترتیب مودهای نوسانی ساختمان‌ها ندارد.
- ۲- با افزایش ارتفاع و احتساب انعطاف‌پذیری برای بستر، زمان تناوب مودها افزایش می‌یابد.
- ۳- انعطاف‌پذیری بستر، ضریب جرم مؤثر مودهای انتقالی را به‌صورت جزئی افزایش می‌دهد.
- ۴- پدیده‌ی اندرکنش خاک‌وسازه سبب افزایش تغییر مکان‌ها و برش طبقات می‌گردد. در این بین، پاسخ‌های جابه‌جایی نسبت به این پدیده حساس‌ترند.
- ۵- با افزایش سطح شدت زلزله و ارتفاع ساختمان تأثیر پدیده‌ی نامبرده بر پاسخ‌ها نیز افزایش می‌یابد. در بزرگ‌ترین زلزله‌ی محتمل با بیشینه شتاب $0.55g$ ، جابه‌جایی مرکز جرم بام و برش پایه برای ساختمان بلندتر با بستر انعطاف‌پذیر، به ترتیب تقریباً ۸۹ و ۱۱ درصد بیشتر از زمانی که بستر صلب باشد تخمین زده می‌شوند.
- ۶- احتساب انعطاف‌پذیری بستر زیر شالوده در مدل‌سازی، بر مودهای خرابی و موقعیت شروع خرابی در المان‌ها مؤثر است. این مورد به‌خصوص برای ساختمان بلندتر مشهودتر بوده و نسبت به حالتی که بستر صلب است، خرابی‌ها را به طبقات بالاتر منتقل می‌کند.

۷- با احتساب انعطاف‌پذیری برای بستر، افزایش سطح شدت زلزله و ارتفاع، از میزان قابلیت اعتمادپذیری ساختمان در لغزش و واژگونی کاسته می‌شود. برای سطوح بالای شدت، اندرکنش خاک‌وسازه حداقل ۱۰ درصد بر افزایش احتمالات مربوط به

- fundamental periods of shear-wall dominant building structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **32**(7), 985-998.
12. Balkaya, C. and Kalkan, E. (2004) Relevance of R-factor and fundamental period for seismic design of tunnel-form building. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.
 13. Balkaya, C. and Kalkan, E. (2004) Seismic vulnerability, behavior and design of tunnel form building structures. *Engineering Structures*, **26**(14), 2081-2099.
 14. Balkaya, C. and Kalkan, E. (2003) Seismic design parameters for shear-wall dominant building structures. *The 14th National Congress on Earthquake Engineering*, Guanajuato, Mexico.
 15. Yuksel, S.B. and Kalkan, E. (2007) Behavior of tunnel form buildings under quasi-static cyclic lateral loading. *Structural Engineering and Mechanics*, **27**(1), 99-115.
 16. Kalkan, E. and Yuksel, S.B. (2007) Pros and cons of multistory RC tunnel-form (box-type) buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **17**(3), 601-617.
 17. Tavafoghi, A. and Eshghi, S. (2008) Seismic behavior of tunnel form concrete building structures. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
 18. Eshghi, S. and Tavafoghi, A. (2012) Experimental study of tunnel form buildings. *Amir Kabir Journal of Science and Technology*, **44**(1), 31-42 (in Persian).
 19. Tavafoghi, A. and Eshghi, S. (2011) Evaluation of behavior factor of tunnel-form concrete building structures using applied technology council 63. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **22**(8), 615-634.
 20. Balkaya, C., Yuksel, S.B., and Derinoz, O. (2012) Soil-structure interaction effects on the fundamental periods of the shear-wall dominant buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 416-430, DOI: 10.1002/tal.611.
 21. Beheshti-Aval, S.B. and Mohsenian, V. (2017) Multi-level R-factor determination for RC
 2. Hosseinzadeh, N., Nateghi-Alahi, F., and Behnamfar, F. (2004) Shake table study of soil-structure interaction effects on seismic response of adjacent buildings. *Journal of Computational Methods in Engineering (Esteghlal)*, **22**(2), 1-21 (in Persian).
 3. Hosseinzadeh, N., Davoodi, M., and Rayat Roknabadi, E. (2009) Comparison of soil-structure interaction effects between building code requirements and shake table study. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, **11**(1), 31-39.
 4. Hosseinzadeh, N., Davoodi, M., and Rayat Roknabadi, E. (2012) Shake table study of soil structure interaction effects in surface and embedded foundation. *The 15th World Conference on Earthquake Engineering*, 24-28 September, Lisbon, Portugal.
 5. Ghannad, M.A. and Ahmadnia A. (2006) The effect of soil-structure interaction on inelastic structural demands. *European Earthquake Engineering*, **20**(1), 23-35.
 6. Ghannad, M.A. and Jahankhah H. (2007) Site dependent strength reduction factors for soil-structure systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **27**(2), 99-110.
 7. Aviles, J. and Perez-Rocha, L.E. (2003) Soil-structure interaction in yielding systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **32**(11), 1749-1771.
 8. Nakhaei, M. and Ghannad, M.A. (2008) The effect of soil-structure interaction on damage index of buildings. *Earthquake Engineering*, **30**(6), 1491-1499.
 9. Goel, R.K. and Chopra, A.K. (1998) Period formulas for concrete shear wall buildings. *Journal of Structural Engineering*, **124**(4), 426-433.
 10. Lee, L.H., Chang, K.K., and Chun, Y.S. (2000) Experimental formula for the fundamental period of RC building with shear wall dominant systems. *The Structural Design of Tall Buildings*, **9**(4), 295-307.
 11. Balkaya, C. and Kalkan E. (2003) Estimation of

- reinforced coupling beams of shear walls, shear in reinforced concrete. *ACI Special Publications* 42, 579-598.
32. Computers and Structures Inc. (CSI) (2007) *Structural and Earthquake Engineering Software, PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures*. Version 4.0.3, Berkeley, CA, USA.
33. Computers and Structures Inc. (CSI) (2006) *PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures, User Guide*. Version 4, August, Berkeley, CA, USA.
34. Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau (2007) *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. No. 360, Management and Planning Organization, Iran.
35. ASCE (2007) *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. ASCE/SEI41-06, American Society of Civil Engineers.
36. PEER Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Web Site: http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database
37. Berahman, F. and Behnamfar, F. (2007) Seismic fragility curves for un-anchored on-grade steel storage tanks: Bayesian approach. *Journal of Earthquake Engineering*, 11(2), 166-192.
38. Beheshti-Aval, S.B., Masoumi-Verki, A., and Rastegaran, M. (2014) Systematical approach to evaluate collapse probability of steel mrf buildings based on engineering demand and intensity measure. *International Journal of Structural Analysis and Design – IJS*, 1(2), 14-18.
- tunnel-form buildings. *Sharif Journal of Civil Engineering* (Accepted, in Persian).
22. Mohsenian, V., Beheshti-Aval, S.B., and Darbanian, R. (2017) Endurance time method, a suitable substitute for traditional dynamic analysis in seismic performance assessment of RC tunnel form buildings. *Sharif Journal of Civil Engineering* (Accepted, in Persian).
23. Beheshti-Aval, S.B, Mohsenian, V., and Nikpour, N. (2015) Seismic characteristics of tunnel form concrete buildings with irregular plan. *Journal of Solid and Fluid Mechanics*, 5(3), 1-15.
24. Beheshti-Aval, S.B., Mohsenian, V., and Nikpour, N. (2017) A study on seismic performance of RC tunnel form building structures with the irregular plan. *Modares Civil Engineering Journal* (Accepted, in Persian).
25. Mohsenian, V., Rostamkalae, S., Moghadam, A.S., and Beheshti-Aval, S.B. (2017) Evaluation of seismic sensitivity of tunnel form concrete buildings to mass eccentricity in plan. *Sharif Journal of Civil Engineering* (Accepted, in Persian).
26. Mohsenian, V. (2013) *R-Factor Determination for Tunnel-Form Buildings*. M.Sc. Thesis University of Science and Culture, Iran, Tehran (in Persian).
27. Permanent Committee for Revising the Standard 2800 (2014) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, 4th Edition. Building and Housing Research Center, Tehran, Iran.
28. ACI Committee 318 (2007) *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*. American Concrete Institute.
29. Computers and Structures Inc. (CSI) (2008) *Structural and Earthquake Engineering Software, ETABS, Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems Nonlinear*. Version 9.5.0. Berkeley, CA, USA.
30. Approved Technologies in Direction of Sub-Note 2-6, Paragraph "D", Note 6 (2007) *A Step in Direction of Building Industrialization, First Edition*. Building and Housing Research Center Press, Pages 21-22, (in Persian).
31. Paulay, T. and Binney, J.R. (1974) Diagonally

اصطلاحات فنی

Soil Structure Interaction	۱- اندرکنش خاک‌وسازه
Seismic Reliability	۲- قابلیت اعتماد لرزه‌ای
Tunnel Form System	۳- سیستم قالب تونلی
Cyclic Loads	۴- بارگذاری رفت و برگشتی
Forced Vibration	۵- ارتعاش اجباری
Maximum Considered Earthquake	۶- بیشینه زلزله محتمل