

اثر اندرکنش غیرخطی خاک-سازه بر پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های قاب خمشی ویژه کوتاه تا بلند مرتبه فولادی

محمد اربابی^۱، حسین تحقیقی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه کاشان، کاشان، ایران

۲- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه کاشان، کاشان، ایران

چکیده

رفتار غیرخطی سیستم خاک-سازه با تحمیل انعطاف‌پذیری مازاد بر سیستم و نیز اتلاف انرژی چرخه‌ای در فصل مشترک خاک و شالوده تقاضای لرزه‌ای سازه را تغییر می‌دهد. لیکن، در طراحی‌های رایج تمایلی به در نظر گرفتن اثرات غیرخطی سیستم خاک-شالوده، خصوصاً بدلیل عدم وجود تکنیکی قابل اعتماد، وجود ندارد. در این مطالعه، اثرات اندرکنش غیرخطی خاک-سازه بر پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های قاب خمشی ویژه فولادی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. ابتدا، یک مجموعه از سازه‌های متقارن فلزی با قاب خمشی ویژه ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه سه دهانه دارای پی سطحی واقع بر سه نوع خاک سخت، نرم و خیلی نرم طراحی می‌شوند. سپس، برای تحلیل اندرکنش از روش ساده و کاربردی فنر-میراگر معادل بر اساس مدل وینکلر استفاده می‌شود. در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی سیستم خاک و سازه از بیست و یک رکورد زلزله در سطوح خطر مختلف استفاده می‌شود. نتایج تحلیل نشان می‌دهد که اندرکنش دینامیکی خاک-سازه بخصوص با نرم‌تر شدن خاک، افزایش سطح خطر زلزله و افزایش تعداد طبقات ساختمان می‌تواند نقشی اساسی در رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی ساختمانی فولادی شامل افزایش پریود سیستم، افزایش قابل توجه در تغییر مکان جانبی و دریافت طبقات، افزایش برش درون طبقه و برش پایه و به دنبال آن کاهش سطح عملکرد سازه داشته باشد. بر اساس نتایج بدست آمده چنانچه اندرکنش دینامیکی خاک و سازه بطور مناسبی در تحلیل و طراحی لحاظ نشود دقت ارزیابی ایمنی سازه در مواجهه با زلزله نمی‌تواند مورد اعتماد باشد.

کلمات کلیدی: پاسخ لرزه‌ای، اندرکنش خاک-سازه، قاب خمشی فلزی، رفتار غیرخطی، سطوح خطر.

*نویسنده مسئول: حسین تحقیقی

پست الکترونیکی: tahghighi@kashanu.ac.ir

تاریخ دریافت مقاله: ۰۰۰۰/۰۰/۰۰، تاریخ پذیرش مقاله: ۰۰۰۰/۰۰/۰۰

۱- مقدمه

در هنگام وقوع زلزله، اثرات اندرکنش خاک و سازه (SSI^1) حائز اهمیت می‌باشد و رفتار سازه‌ها را به طور قابل توجهی تحت تأثیر قرار می‌دهد [۱ و ۲]. اگر زمین به اندازه کافی سخت باشد می‌توان از اثر خاک زیر شالوده بر پاسخ لرزه‌ای سازه صرف‌نظر کرد و در نتیجه سازه بصورت پایه گیردار تحلیل می‌شود. اما، وقتی سازه بر توده خاک نرم ساخته می‌شود بدلیل اندرکنش، پاسخ آن نسبت به حالت پایه گیردار بسیار متفاوت است. شایان ذکر است که عواملی از قبیل مسیر حرکت امواج زلزله، مشخصات خاک محلی و اندرکنش بین خاک و سازه بر تحریک لرزه‌ای تجربه شده توسط سازه‌ها اثرگذار هستند. نتیجه اثر مسیر موج، تغییر در محتوای فرکانسی زمین‌لرزه در سطح آزاد زمین است که از آن به عنوان اثرات ساختگاه یاد می‌شود. مطابق شکل (۱ب) شالوده به علت سختی بالا از پیروی کردن حرکت آزاد زمین ناتوان است لذا پاسخ دینامیکی سازه تغییر شکل را به خاک واسط تحمیل می‌کند. این ناتوانی در پیروی از حرکت آزاد زمین تحت عنوان اندرکنش سینماتیکی (اثر سختی پی) خوانده می‌شود [۳]. با ورود امواج به روسازه، جرم سازه مرتعش شده و سبب ایجاد نیرو و لنگر در پای سازه در تراز شالوده می‌شود. این عکس‌العمل‌ها که موجب حرکات افقی و چرخشی شالوده شده و به شکل موج به داخل زمین انتقال پیدا می‌کنند تحت عنوان اندرکنش اینرسی (اثر ارتعاش جرم روسازه) موسوم است (شکل (۱ج)).

در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، نحوه تأثیر اندرکنش خاک-سازه بر پاسخ ساختمان‌ها ساده‌سازی شده و اغلب به شکل افزایش در پیروید و میرایی سیستم پایه ثابت در نظر گرفته می‌شود [۴]. با توجه به این نوع رویکرد، شاید تصور شود که در نظرگرفتن پدیده اندرکنش خاک و سازه در تحلیل آیین‌نامه‌ای همواره دارای اثرات مفید و یا به عبارت دیگر سبب کاهش در پاسخ می‌شود. لذا، نادیده گرفتن این پدیده در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها در جهت اطمینان است. در تناقض با این دیدگاه، مستندات اخیر نشان می‌دهد که بسته به نوع سازه و خصوصیات حرکت زمین، در نظرگرفتن انعطاف‌پذیری پی می‌تواند سبب افزایش تقاضای لرزه‌ای در ساختمان گردد. بعنوان مثال، Mylonakis و همکاران [۵] نشان دادند که شرایط خاک محلی و اثرات اندرکنش دینامیکی بین خاک و روسازه طی زلزله ۱۹۹۵ کوبه به تخریب بزرگراه Hanshin در فوکای ژاپن منجر شده است.

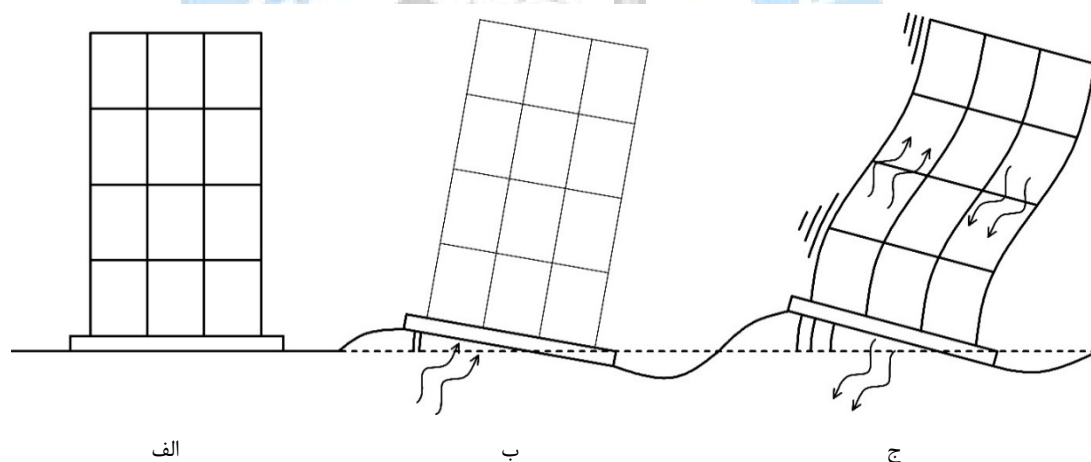
هدف عمده و اصلی آیین‌نامه‌های سنتی که بر مبنای نیرو سازه‌ها را طرح می‌کنند تامین ایمنی جانی ساختمان‌های معمولی و حداقل آسیب برای ساختمان‌های مهم در طی یک زمین لرزه است. این هدف بوسیله اختصاص کاهش سطح مقاومت الاستیک سازه به همراه ارائه جزئیات المان‌های سازه‌ای و اتصالات آنها بمنظور ارائه شکل‌پذیری مورد نیاز قابل دسترسی است. از طرف دیگر، طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس عملکرد یک روش مدرن است که در آن سطوح عملکرد ساختمان با توجه به حداکثر خسارت مجاز برای یک خطر لرزه‌ای مشخص تعریف می‌شود. سطوح عملکرد اصلی بر مبنای ASCE 41-13 به سطح عملکرد بی وقفه (IO^2)، ایمنی جانی (LS^3) و آستانه فروریزش (CP^4) طبقه بندی می‌شوند [۶]. قابل ذکر است که جابه‌جایی افقی کلی، نیاز شکل‌پذیری و دریافت میان‌طبقه رایج‌ترین پارامترهای تعیین خسارت هستند که در بررسی عملکرد ساختمان‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند.

زمانی که رفتار غیرخطی روسازه در نظر گرفته می‌شود پیچیدگی در ارزیابی اثرات پدیده اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها بیشتر است. بطور مثال، تسلیم سازه و ورود به محدوده غیرخطی و بدنبال آن کاهش سختی سازه، انعطاف‌پذیری کل سیستم

¹ Soil Structure Interaction² Immediate Occupancy³ Life Safety⁴ Collapse Prevention

خاک و سازه را افزایش داده و بنابراین به نقش مفید اندرکنش کمک می‌کند [۷ و ۸]. در مقابل، می‌توان استدلال کرد که نیاز شکل‌پذیری سیستم ممکن است بطور عمده‌ای بدلیل تأثیر انعطاف‌پذیری شالوده افزایش یافته و اندرکنش خاک و سازه در جهت خلاف اطمینان عمل کند [۹-۱۱]. همچنین، مطالعات دیگری وجود دارد که نشان می‌دهند اثرات اندرکنش خاک-سازه زمانی که پاسخ غیرالاستیک روسازه در نظر گرفته شود، عمده نیستند [۱۲ و ۱۳]. لذا با توجه به پیچیدگی ذاتی پدیده اندرکنش، بررسی دقیق سیستم خاک-سازه مدنظر با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی خاک و روسازه امری ضروری به نظر می‌رسد.

در پژوهش‌های گذشته، روش‌های متعددی برای مدل‌سازی رفتار سازه‌های واقع بر شالوده سطحی پیشنهاد شده است. اما، کاربرد روش-های ساده‌ای شبیه مدل وینکلر برای حل مسائل اندرکنش خاک و سازه بیشتر مورد استقبال قرار گرفته است. اگر چه روش وینکلر به دلیل ضعف‌های ذاتی قادر به توصیف رفتار واقعی خاک نمی‌باشد، اما مطالعات گسترده‌ای در جهت تعیین منطقی پارامترهای مدل وینکلر به منظور برطرف کردن این نقاط ضعف گزارش شده است [۱۴]. در این راستا، روش تیر بر روی شالوده غیر خطی وینکلر (BNWF⁵) ارائه شده توسط Harden و همکاران [۱۵ و ۱۶] و بسط یافته توسط Gajan و همکاران [۱۷] بدلیل سادگی نسبی و نیاز به تلاش محاسباتی حداقل، بطور گسترده‌ای در سال‌های اخیر توسط محققین مختلف مورد استفاده قرار گرفته است. هدف مقاله حاضر مدل‌سازی رفتار پی‌های سطحی با استفاده از روش BNWF برای ارزیابی محدوده وسیعی از مسائل اندرکنش برحسب عواملی از قبیل ارتفاع روسازه، خصوصیات خاک و شدت تحریک لرزه-ای می‌باشد. بدین‌منظور، مطالعات پارامتری زیادی برای بررسی اثرات اندرکنش بر روی بازتاب سیستم‌های قاب خمشی فلزی کوتاه تا بلند مرتبه واقع بر سه نوع ساختمانه سخت، نرم و خیلی نرم به ازای سه شدت لرزه‌ای با استفاده از بیست و یک شتابنگاشت صورت گرفته است. علاوه بر مقایسه‌ی پاسخ‌های لرزه‌ای گوناگون دو سیستم پایه ثابت و انعطاف‌پذیر حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی، تغییر در سطوح عملکرد سازه‌های مورد مطالعه نیز بررسی می‌شود. همچنین، بر مبنای نتایج حاصل از تحلیل‌ها، ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.



شکل ۱: اندرکنش خاک و سازه: الف) قبل از برخورد موج، ب) اندرکنش سینماتیکی و ج) اندرکنش اینرسی

۲- ساختمان‌های مورد مطالعه

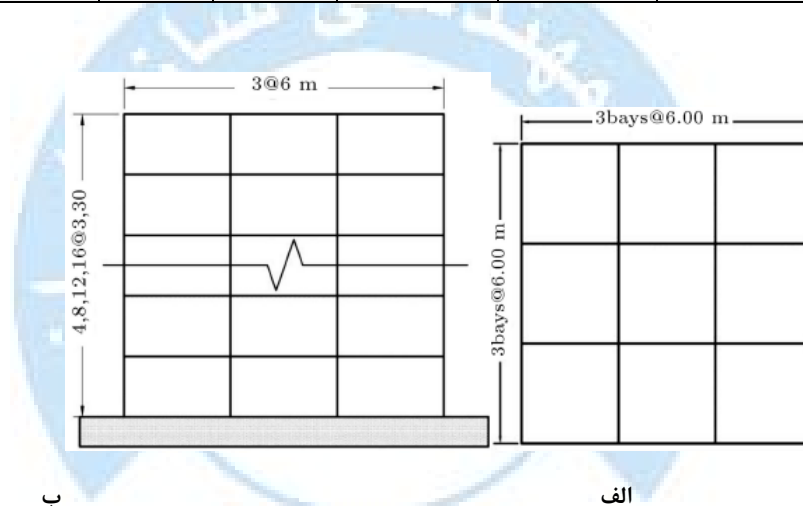
در این تحقیق، ساختمان‌های مسکونی ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه به نمایندگی از سازه‌های کوتاه تا بلند مرتبه مورد ارزیابی قرار گرفته است. شکل ۲ نمای قاب‌ها و پلان تیپ طبقات ساختمان‌های در نظر گرفته شده را نشان می‌دهد. هر ساختمان دارای سه دهانه در هر جهت، هر دهانه به طول ۶ متر و ارتفاع کف تا کف طبقات ۳/۳ متر می‌باشد. سیستم باربر جانبی ساختمان‌های مذکور از نوع قاب خمشی فلزی ویژه است. ساختمان‌ها بر روی سه نوع خاک II، III و IV متناظر با خاک سخت، نرم و خیلی نرم بر اساس طبقه‌بندی آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران [۴] قرار گرفته و با استفاده از پی نواری طراحی شده‌اند. جدول (۱) مشخصات ژئوتکنیکی خاک‌ها

⁵ Beam On Nonlinear Winkler Foundation

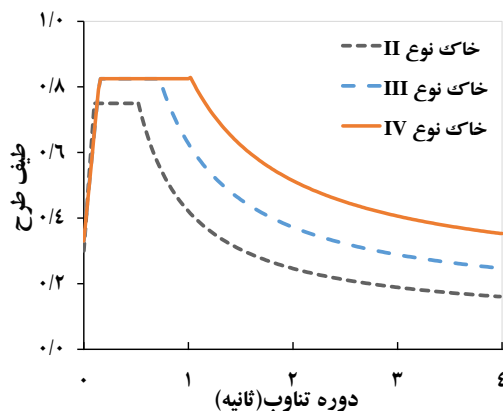
را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که پی‌های نواری متناسب با نوع خاک برای هر سازه تحلیل و طراحی شده است. منطقه مورد بررسی با سطح خطر لرزه‌ای زیاد و طیف طرح استاندارد بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران در نظر گرفته شده است (شکل (۳)). ساختمان‌ها بصورت پایه ثابت تحلیل شده و سپس طراحی آن‌ها بر اساس ضوابط مندرج در مبحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان صورت گرفته است [۲۰ و ۲۱]. جزئیات مقاطع طراحی شده برای تیر و ستون در ساختمان‌های خمشی فولادی در مرجع [۲۲] موجود است. مصالح فولادی در نظر گرفته شده برای اعضای سازه‌ای از نوع فولاد نرمه می‌باشد. جدول (۲) مشخصات مکانیکی مصالح مصرفی فولاد و بتن در مدل‌های ساختمانی را نشان می‌دهد.

جدول ۱: مشخصات مکانیکی خاک‌های مورد استفاده در مدل‌سازی [۱۸ و ۱۹]

نوع خاک	زاویه اصطکاک داخلی (°)	تنش چسبندگی (kg/cm ²)	مدول الاستیسته (kg/cm ²)	ضریب پواسون	چگالی (kg/cm ³)	مدول برشی (kg/cm ²)	سرعت موج برشی (cm/sec)
II	۳۰	۰/۱۵	۱۸۱۱۰	۰/۳۵	۰/۰۰۲۱	۶۷۰۷	۵۶۰۰۰
III	۲۷	۰/۱	۲۰۵۰	۰/۴	۰/۰۰۱۹	۷۳۲/۲	۱۹۵۰۰
IV	۱۵	۰/۰۳	۹۵۰	۰/۴	۰/۰۰۱۷	۳۳۹/۲	۱۴۰۰۰



شکل ۲: ساختمان‌های مورد مطالعه: (الف) نمای قاب و (ب) پلان تپ طبقات



شکل ۳: طیف طرح متناظر با خاک‌های مورد استفاده [۴]

جدول ۲: مشخصات مکانیکی مصالح مصرفی فولاد و بتن

نسبت میرایی (%)	ضریب پواسون	تنش تسلیم/ مقاومت فشاری (Kg/cm ²)	مدول الاستیسیته (Kg/cm ²)	نوع مصالح
۳	۰/۳	۲۴۰۰	۲/۱×۱۰ ^۶	فولاد
۵	۰/۲	۲۱۰	۲/۱×۱۰ ^۵	بتن

۳- مدل غیرخطی سازه و خاک

پس از طراحی ساختمان‌ها در بخش ۲، رفتار غیرخطی آن‌ها توسط نرم افزار OpenSees مدل‌سازی می‌گردد [۲۳]. مصالح فولادی از نوع تک‌محوری (مصالح دوخطی steel01) با کرنش سخت‌شدگی کینماتیکی مطابق نمودار شکل ۴ فرض شده است. برای مدل کردن تیرها و ستون‌ها از المان تیر-ستون غیرخطی با توزیع گسترده پلاستیسیته در طول المان^۶ و مقطع فایبر^۷ استفاده می‌شود. مجزا سازی مقاطع، نحوه مدل‌سازی و تعداد فایبرها با توجه به توصیه Kostic and Filippou [۲۴] انتخاب شده است. المان اختصاص یافته به تیرها و ستون‌های مدل‌ها از قاعده تربیع^۸ Gauss-Lobatto جهت انتگرال‌گیری عددی استفاده می‌کند [۲۳].

همچنین، تئوری تیر بر روی شالوده وینکلر غیرخطی (BNWF) برای مدل‌سازی پی استفاده شده است. شالوده مدل شامل دو قسمت اعضای سازه‌ای و خاک باربر می‌باشد. اعضای سازه‌ای برای شالوده نواری همانند تیرهای بتنی مدل‌سازی شده‌اند. محیط خاک با استفاده از مجموعه‌ای از فنرهای خطی/غیرخطی برای در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری پی مدل‌سازی شده است. مطابق شکل (۵) الف) از فنرهای قائم و افقی برای مدل‌سازی انعطاف‌پذیری خاک استفاده می‌شود [۲۵]. فنرهای افقی (t-x) برای مدل‌سازی مقاومت چسبندگی- لغزشی شالوده و خاک و فنرهای (p-x) برای مدل‌سازی فشار مقاوم جانبی در خاک لحاظ شده است هر چند فنر اخیر می‌تواند برای پی‌های سطحی نادیده گرفته شود. همچنین، فنرهای قائم (q-z) با توانایی مدل‌سازی رفتار خاک در فشار و کشش برای مدل‌سازی ظرفیت باربری خاک مورد استفاده قرار می‌گیرد. شکل (۵) ب) جزئیات فنرهای قائم را نشان می‌دهد که در آن، فنرهای حوزه نزدیک (Near-structure) بدون ظرفیت کششی با رفتار غیرخطی در فشار هستند و فنرهای حوزه دور (Far-structure) بصورت خطی رفتار می‌کنند و اتلاف انرژی در بی‌نهایت را شبیه‌سازی می‌کنند.

سختی الاستیک منحنی نیرو- تغییر مکان فنرهای q-z و t-x را می‌توان از نسخه‌های متفاوتی از معادلات در مراجع موجود محاسبه کرد. در این مطالعه، معادله ارائه شده توسط Gazetas [۲۶] که در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای نظیر FEMA 440 [۲۷]، ASCE 41-06 [۲۸] و غیره ارائه شده است مورد استفاده قرار می‌گیرد. قابل ذکر است که سختی فنرها بطور ذاتی وابسته به فرکانس هستند و تنها راه عملی معرفی مقادیر سختی غیر وابسته به فرکانس برای خاک است. البته این موضوع اثر محسوسی در مقادیر حداکثر پاسخ‌ها ندارد، زیرا اساساً سختی دینامیکی خاک در فرکانس‌های پایین و متوسط در خاک‌های یکنواخت و محدوده ایده‌آل برای تحلیل غیرخطی معادل سختی استاتیکی است. با این توصیف، برای تعیین سختی الاستیک فنرهای قائم و افقی جایگزین خاک به ترتیب از روابط (۱) و (۲) استفاده شده است [۲۶].

$$K_V = \frac{GL}{1-\nu} \left\{ 0.73 + 1.54 \left\{ \frac{B}{L} \right\}^{0.75} \right\} \quad (1)$$

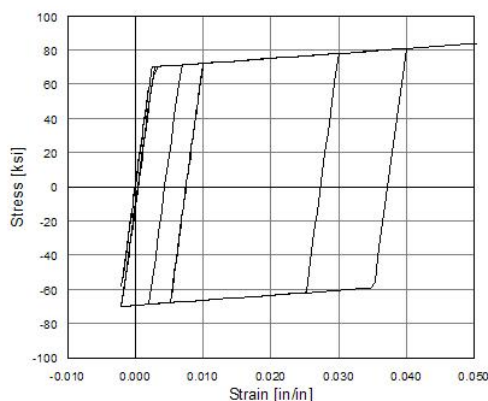
$$K_H = \frac{GL}{2-\nu} \left\{ 2 + 2.5 \left\{ \frac{B}{L} \right\}^{0.85} \right\} \quad (2)$$

در این روابط، G مدول برشی خاک، L طول پی، B عرض پی و ν ضریب پواسون خاک است.

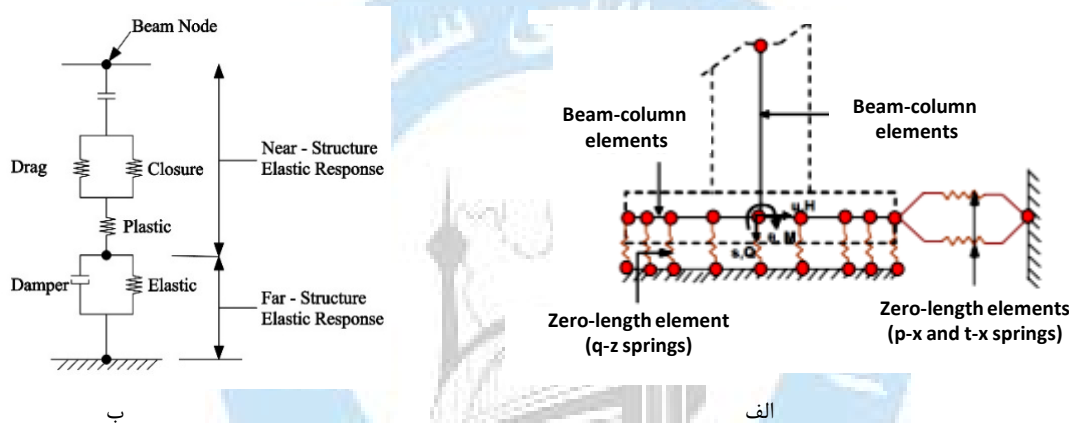
⁶ Nonlinear Beam-Column Element

⁷ Fiber Section

⁸ Quadrature Rule



شکل ۴: رفتار تنش-کرنش در مصالح فولادی به کار رفته [۲۳].



شکل ۵: الف) مدل تیر بر شالوده غیرخطی (BNWF) و ب) جزئیات فنرهای قائم q-z [۲۵]

۴- انتخاب و مقیاس شنابنگاشت‌ها

تحلیل تاریخچه زمانی یکی از بهترین ابزارهای موجود برای پیش‌بینی پاسخ ساختمان تحت ترازهای مختلف شدت حرکت زمین است و نوع غیرخطی آن، گونه کامل‌تری می‌باشد که در این مطالعه از آن بهره برده می‌شود. بمنظور شبیه‌سازی، از بیست و یک رکورد قوی زمین در رویدادهای مختلف، که از بانک اطلاعاتی مرکز تحقیقاتی مهندسی زلزله دانشگاه برکلی استخراج شده است، استفاده می‌شود [۲۹]. این رکوردها مربوط به رویدادهای با بزرگای گشتاوری بیش از ۶ ریشتر و کوتاهترین فاصله از گسل، $d > 10$ Km و در سه گروه (هرگروه دارای هفت رکورد) مربوط به خاک نوع II، III و IV ثبت شده‌اند. با توجه به ثبت رکوردها بر روی سطح زمین، آثار ساختگاه ناشی از حضور خاک محلی در محتوای فرکانسی آنها لحاظ شده و بنابراین نیازی به تحلیل پاسخ ساختگاه نیست. اطلاعات تکمیلی در مورد رکوردهای انتخاب شده در جدول (۳) فهرست شده‌اند. شایان ذکر است که تاثیر رکوردهای حوزه نزدیک گسل ($d < 10$ Km) بر نتایج تحلیل می‌تواند یک موضوع جالب برای تحقیقات بیشتر در این زمینه باشد. رکوردهای حوزه نزدیک بطور چشمگیری تحت اثر پدیده جهت‌پذیری ناشی از انتشار موج قرار می‌گیرند [۳۰]. یافته‌های اخیر نشان می‌دهد در نظر نگرفتن پالس‌های قوی حرکت زمین در حوزه نزدیک می‌تواند به ارزیابی نادرست تقاضاهای لرزه‌ای در تحلیل اندرکنش خاک و سازه شود [۳۱].

هدف تحقیق حاضر بررسی مسئله اندرکنش خاک و سازه در سطوح خطر مختلف شامل سطح خطر بالا متناظر با حداکثر زلزله متصور با احتمال وقوع ۲ درصد در ۵۰ سال (دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال)، سطح خطر متناسب با زلزله طرح با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال (دوره بازگشت ۴۷۵ سال) و زلزله سطح بهره‌برداری با احتمال وقوع ۵۰ درصد در ۵۰ سال (دوره بازگشت ۷۲ سال) می‌باشد. در این مقاله، از روش تطبیق طیفی و طیف طرح آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران در سطوح خطر مذکور جهت مقیاس کردن رکوردهای منتخب استفاده شده است. با توجه به اینکه طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ یک طیف خطر یکنواخت^۱ با سطح خطر ۱۰ درصد در ۵۰ سال متناسب با اثرات ساختگاه پیشنهادی در این آیین‌نامه است، برای تبدیل طیف طرح ۲۸۰۰ به سطوح خطر دیگر از ضوابط سایر آیین‌نامه‌های معتبر استفاده شده است. لذا با توجه به دستورالعمل موجود در مراجع [۳۲] و [۳۳]، ضرایب ۱/۵ و ۰/۴۳۶ برای تبدیل طیف طرح استاندارد به سطح خطر به ترتیب ۲ درصد در ۵۰ سال و ۵۰ درصد در ۵۰ سال محاسبه شده است. جدول (۴) ضرایب مقیاس رکوردها را در سطوح خطر مختلف برای مدل‌های ساختمانی مورد مطالعه نشان می‌دهد.

جدول ۳: مشخصات شتابنگاشت‌های مورد استفاده [۲۹]

ردیف	زلزله	سال وقوع	ایستگاه	بزرگا	نوع زمین	d (km)	td (sec)	PGA (g)	PGV (cm/sec)	PGD (cm)
۱	Northridge, USA	۱۹۹۴	Old Ridge Route	۶/۷	II	۲۲/۶	۴۰	۰/۵۷	۵۲/۱	۴/۲
۲	Cape, Mendocino, USA	۱۹۹۲	Rio Dell Overpass	۷/۱	II	۱۸,۵	۳۶	۰,۵۵	۴۲/۱	۱۸/۶
۳	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	Tcu045	۷/۶	II	۲۴	۹۰	۰/۵۱	۳۹	۱۴/۳
۴	Loma Prieta, USA	۱۹۸۹	Gilroy	۶/۹	II	۱۲	۴۰	۰/۳۶	۲۸/۶	۶/۳
۵	San Fernando, USA	۱۹۷۱	Lake Hueghes	۶/۶	II	۲۰/۳	۳۶/۶	۰/۳۷	۱۷	۱/۶
۶	Victoria, Mexico	۱۹۸۰	Cerro Prieto	۶/۱	II	۱۷	۲۴/۵	۰/۶۲	۳۱/۶	۱۳/۲
۷	Whittier Narrows, USA	۱۹۸۷	LA-116 TH ST School	۶	II	۲۲/۵	۴۰	۰/۳۹	۲۱	۱/۸
۸	Chuetsu-Oki, Japan	۲۰۰۷	Kashiwazai	۶/۸	III	۱۱	۸۰	۰/۴۵	۱۲۵	۴۹/۸
۹	El Mayor-Cucapah, USA	۲۰۱۰	RIITO	۷/۲	III	۱۳/۷	۱۳۰	۰/۳۹	۵۲/۴	۵۰/۵
۱۰	El Mayor-Cucapah, USA	۱۹۸۷	Cerro Prieto	۷/۲	III	۱۱	۱۰۰	۰/۲۹	۴۹/۵	۴۰/۸
۱۱	El Mayor-Cucapah, USA	۱۹۸۷	Michoacan	۷/۲	III	۱۶	۱۰۰	۰/۵۴	۶۱/۶	۳۴/۶
۱۲	Loma Prieta, USA	۱۹۸۹	Gilroy Array	۶/۹	III	۱۴/۵	۴۰	۰/۴۲	۴۰/۲	۸
۱۳	Morgan Hill, USA	۱۹۸۴	Gilroy Array	۶/۲	III	۱۲	۴۰	۰/۳۵	۱۷/۳	۳/۴
۱۴	Northwes China, China	۱۹۹۷	Jiashi	۶/۱	III	۱۸	۶۰	۰/۳	۱۹/۳	۳/۱
۱۵	Darfield, New Zealand	۲۰۱۰	Christchurch Resthaven	۷	IV	۱۹/۵	۱۵۰	۰/۲۷	۶۲/۲	۵۴/۹
۱۶	Iwate, Japan	۲۰۰۸	MYG006	۶/۹	IV	۳۰/۴	۳۰۰	۰/۲۴	۴۱	۲۴
۱۷	Tottori, Japan	۲۰۰۰	SMN002	۶/۶	IV	۱۶/۶	۲۴۰	۰/۱۸	۲۲	۱۲
۱۸	Loma Prieta, USA	۱۹۸۹	RedWood City	۶/۹	IV	۴۸	۳۶	۰/۲۸	۵۳/۶	۱۲/۷
۱۹	Loma Prieta, USA	۱۹۸۹	Foster City	۶/۹	IV	۴۳	۶۰	۰/۳	۳۷/۲	۱۲
۲۰	Superstition Hills, USA	۱۹۸۷	EL Centro Imp	۶/۵	IV	۱۸/۲	۴۰	۰/۳۶	۴۵	۱۸/۱
۲۱	Westmorland, USA	۱۹۸۱	Westmorland Fire	۵/۹	IV	۱۱	۴۰	۰/۳۷	۴۱	۱۱

d: فاصله ایستگاه ثبت رکورد از گسل

td: مدت دوام زلزله

PGA: حداکثر شتاب زمین

PGV: حداکثر سرعت زمین

PGD: حداکثر جابه‌جایی زمین

جدول ۴: ضرائب مقیاس شتابنگاشت در سطوح خطر مختلف برای مدل‌های ساختمانی مورد مطالعه

ضریب مقیاس				سطح خطر	نوع خاک	ردیف
۱۶-طبقه	۱۲-طبقه	۸-طبقه	۴-طبقه			
۳/۲۷	۲/۲۷	۱/۹۶	۲/۴۱	۲٪ در ۵۰ سال	II	۱
۲/۱۸	۱/۵۱	۱/۳۱	۱/۶۱	۱۰٪ در ۵۰ سال	II	۲
۰/۹۵	۰/۶۶	۰/۵۷	۰/۷	۵۰٪ در ۵۰ سال	II	۳
۳/۰۶	۳/۰۶	۳/۰۶	۳/۰۶	۲٪ در ۵۰ سال	III	۴
۲/۰۴	۲/۰۴	۲/۰۴	۲/۰۴	۱۰٪ در ۵۰ سال	III	۵
۰/۸۹	۰/۸۹	۰/۸۹	۰/۸۹	۵۰٪ در ۵۰ سال	III	۶
۴/۰۱	۳/۲۲	۲/۰۷	۲/۲۱	۲٪ در ۵۰ سال	IV	۷
۲/۶۷	۲/۱۵	۱/۳۸	۱/۴۷	۱۰٪ در ۵۰ سال	IV	۸
۱/۱۷	۰/۹۴	۰/۶	۰/۶۴	۵۰٪ در ۵۰ سال	IV	۹

۵- نتایج عددی

شالوده و ساختمان‌های طراحی شده در بخش دو، بر روی فنرهای جایگزین خاک قرار گرفته و آماده تحلیل می‌گردند. تحلیل مدل‌ها به دو صورت پایه ثابت و پایه انعطاف‌پذیر انجام می‌شود تا امکان مقایسه نتایج ناشی از اثرات SSI وجود داشته باشد. با در نظر گرفتن سیستم مقاوم برابر جانبی قاب خمشی ویژه، چهار ارتفاع متفاوت از سازه، سه نوع خاک مختلف و مقایسه بین شرایط پایه گیردار و پایه انعطاف‌پذیر، ارزیابی اثر اندرکنش غیرخطی خاک-سازه در ۵۰۴ مرتبه تحلیل تاریخچه زمانی انجام می‌شود. در تحلیل‌های تاریخچه زمانی، از مدل میرایی رایلی با احتساب نسبت میرایی ۳ درصد برای دو مود ارتعاشی اول و سوم قاب‌های خمشی استفاده شده است. در ادامه، نتایج ناشی از تحلیل‌های مقدار ویژه و تاریخچه زمانی ارائه می‌شود.

۵-۱- اندرکنش کینماتیکی

اثرات اندرکنش سینماتیکی به وسیله توابع انتقال^{۱۰} قابل محاسبه می‌باشد. توابع انتقال نسبت بین حرکت ورودی شالوده^{۱۱} به حرکت میدان آزاد زمین است که اغلب در حوزه فرکانس سنجیده می‌شود. در این مطالعه، اثر اندرکنش سینماتیکی به روش ذکر شده در FEMA 440 در نظر گرفته می‌شود [۲۷]. بر مبنای این آیین‌نامه، نسبت RRS^{12} برای مدل‌های ساختمانی توسط رابطه (۳) بیان می‌شود که در آن b_e اندازه مؤثر شالوده و T زمان تناوب مدل با پایه ثابت است. با توجه به رابطه (۳)، مقادیر ضریب نسبت طیف پاسخ به شرح جدول (۵) محاسبه گردیده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، اثر اندرکنش سینماتیکی در قاب‌های مورد مطالعه بسیار ناچیز و قابل چشم‌پوشی است.

$$RRS = 1 - \frac{1}{14100} \left(\frac{b_e}{T} \right)^{1.2} \quad (3)$$

^{۱۰} Transfer Functions
^{۱۱} Foundation Input Motion
^{۱۲} Ratio of Response Spectra

جدول ۵: ضرایب نسبت طیف پاسخ جهت محاسبه اثر اندرکنش سینماتیکی در قاب‌های مورد مطالعه

خاک	۴-طبقه	۸-طبقه	۱۲-طبقه	۱۶-طبقه
II	۰/۹۹۹۷	۰/۹۹۹۷	۰/۹۹۹۶	۰/۹۹۹۶
III	۰/۹۹۹۷	۰/۹۹۹۷	۰/۹۹۹۶	۰/۹۹۹۶
IV	۰/۹۹۹۷	۰/۹۹۹۶	۰/۹۹۹۶	۰/۹۹۹۶

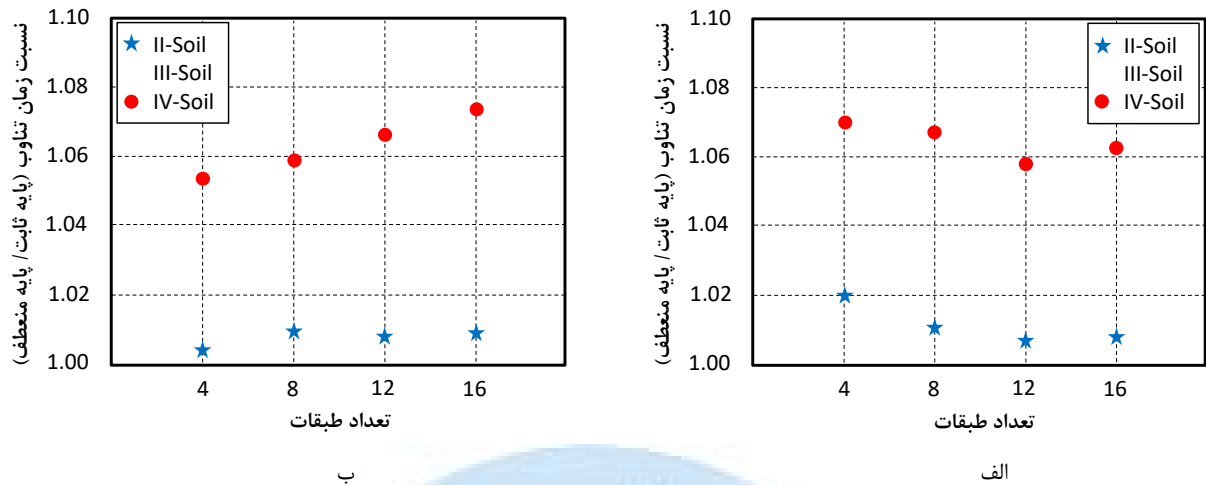
۲-۵- دوره تناوب

زمان تناوب ارتعاش به عنوان یک پارامتر مهم سازه‌ای در ارزیابی تقاضای لرزه‌ای سازه به کار می‌رود. آیین‌نامه‌های جدید ساختمانی اغلب از نسبت زمان تناوب (زمان تناوب سازه با پایه منعطف، T_e ، به زمان تناوب سازه با پایه ثابت، T) برای ارزیابی پاسخ سازه به بارگذاری زلزله استفاده می‌کنند. مطابق آیین نامه ۷ ASCE [۳۴] و استاندارد ۲۸۰۰ [۴]، زمان تناوب موثر، T_e ، از رابطه (۴) محاسبه می‌شود:

$$\frac{T_e}{T} = \sqrt{1 + \frac{K}{K_x} + \frac{K\bar{h}^2}{K_\theta}} \quad (۴)$$

در این رابطه، K سختی سازه با پایه ثابت، \bar{h} ارتفاع موثر سازه، K_x و K_θ به ترتیب سختی انتقالی و دورانی پی می‌باشند. در این مطالعه، پارامترهای K ، K_x و K_θ از دستورالعمل داده شده در آیین نامه FEMA 440 [۲۷] محاسبه شده اند. ضمناً، مشخصات مکانیکی خاک از جدول ۱ استفاده شده است.

شکل ۶ نسبت زمان تناوب مود اصلی در قاب‌های مورد مطالعه را با استفاده از نتایج شبیه‌سازی و آیین‌نامه (رابطه (۴)) نشان می‌دهد. همچنین، مقادیر زمان تناوب مود اصلی قاب‌های مفروض حاصل از شبیه‌سازی و رابطه آیین‌نامه در جدول ۶ ارائه شده است. همانطور که در شکل ۶ و جدول ۶ ملاحظه می‌شود، نتایج بدست آمده از شبیه‌سازی تطابق خوبی با مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه دارد که می‌تواند نشان‌دهنده صحت مدل‌های عددی در نظر گرفته شده باشد. در تحلیل مقدار ویژه، تعداد مود شکل‌های در نظر گرفته شده برابر سه می‌باشد که بدلیل اهمیت مود اول در پاسخ مدل‌های مفروض، تنها نتایج مود اصلی در شکل (۶ الف) ارائه شده است. با توجه به شکل ۶، افزایش دوره تناوب در تمام مدل‌ها مشاهده می‌شود که این موضوع به سبب افزایش تعداد درجات آزادی و همچنین کاهش سختی روسازه نسبت به حالت پایه گیردار قابل پیش‌بینی است. مشاهده می‌شود که اثر اندرکنش خاک و سازه در خاک نوع IV نسبت به نوع II مشهودتر است به طوری که افزایش زمان تناوب مود اول در حضور خاک نوع IV در مدل ۴ طبقه به بیش از ۳/۳۱ برابر زمان تناوب سیستم خاک-سازه در حضور خاک نوع II رسیده است. این تفاوت، از اختلاف زیاد بین مقاومت و سختی بین دو خاک ناشی می‌شود. بنابراین با افزایش اختلاف بین سختی خاک و ساختمان، یعنی با کاهش سختی خاک و افزایش سختی روسازه، اثرات برهم‌کنش خاک و ساختمان شدت می‌گیرد. در نظر گرفتن رفتار غیرخطی خاک، افزایش زمان تناوب ناچیزی را در تمام مدل‌ها ارائه داده است. بنابراین در صورتی که هدف از تحلیل اندرکنش در مدل‌های قاب خمشی فلزی، سنجش زمان تناوب سیستم خاک-سازه باشد، می‌توان از رفتار غیرخطی خاک صرف‌نظر کرد. از طرف دیگر، تأثیر SSI بر افزایش دوره تناوب با افزایش ارتفاع کم‌رنگ می‌شود، هرچند با افزایش بار روسازه وارد بر پی انتظار اثرات قابل ملاحظه‌تر از SSI وجود دارد.



شکل ۶: نسبت‌های زمان تناوب مود اصلی در قاب‌های مطالعه شده با استفاده از: الف) شبیه سازی و ب) آیین نامه [۴ و ۳۴]

جدول ۶: زمان تناوب مود اصلی در قاب‌های مطالعه شده با استفاده از: الف) شبیه سازی و ب) آیین نامه [۴ و ۳۴]

روش	طبقه ۴				طبقه ۸				طبقه ۱۲				طبقه ۱۶			
	T (sec)	$T_e - II$	$T_e - III$	$T_e - IV$	T (sec)	$T_e - II$	$T_e - III$	$T_e - IV$	T (sec)	$T_e - II$	$T_e - III$	$T_e - IV$	T (sec)	$T_e - II$	$T_e - III$	$T_e - IV$
شبیه‌سازی	0.78	0.79	0.82	0.83	1.20	1.21	1.25	1.28	1.76	1.78	1.81	1.86	2.33	2.35	2.40	2.47
آیین‌نامه	0.78	0.78	0.80	0.82	1.20	1.21	1.25	1.27	1.76	1.78	1.83	1.88	2.33	2.35	2.44	2.51

T : زمان تناوب مود اصلی ساختمان در حالت پایه ثابت

$T_e - II$: زمان تناوب مود اصلی ساختمان در حالت پایه منعطف واقع بر خاک تیپ ۲

$T_e - III$: زمان تناوب مود اصلی ساختمان در حالت پایه منعطف واقع بر خاک تیپ ۳

$T_e - IV$: زمان تناوب مود اصلی ساختمان در حالت پایه منعطف واقع بر خاک تیپ ۴

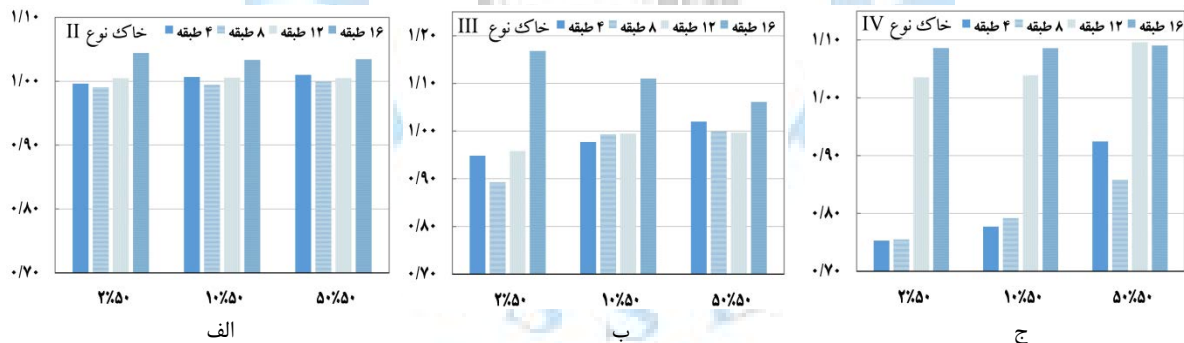
۳-۵- برش پایه

یکی از عمومی و کاربردی‌ترین نتایج، ملاحظه تغییر برش پایه ناشی از در نظر گرفتن اندرکنش خاک و ساختمان در سطوح خطر مختلف می‌باشد. در ارائه نتایج از مقدار میانگین حداکثر برش حاصل از کلیه رکوردهای مربوط به هر نوع خاک در هر مدل و در هر سطح خطر استفاده شده است و به جهت اختصار از بیان جزئیات کامل برش برای هر رکورد خودداری می‌شود. شکل (۷) نمودار نسبت میانگین حداکثر برش پایه در حالت با اندرکنش به حالت بدون اندرکنش را در سه سطح خطر، سه نوع خاک مختلف و چهار مدل ساختمانی مفروض نشان می‌دهد. قابل ذکر است که برش پایه تحت تأثیر پارامترهای سختی سازه و سختی خاک است. هرچقدر نسبت سختی سازه به خاک بیشتر شود و یا عبارتی خاک زیر شالوده نرم‌تر شود مقدار برش پایه کاهش بیشتری از خود نشان می‌دهد. بطور نمونه، مشاهده می‌شود که نسبت میانگین برش پایه برای سطح خطر ۱۰ درصد در ۵۰ سال در مدل ۴ طبقه برای خاک نوع II معادل واحد، خاک نوع III معادل ۰/۹۶ و برای خاک نوع IV معادل ۰/۷۸ می‌باشد.

از طرف دیگر، هرچه میزان سطح خطر افزایش یابد یا عبارتی میزان شدت لرزه‌ای افزایش یابد مقدار نرخ کاهش با حفظ روند مربوط به تغییر خاک، کاهش بیشتری از خود نشان می‌دهد بطور نمونه برای مدل ۴ طبقه، میانگین نسبت برش پایه در خاک نوع IV در سطح خطر ۲ درصد در ۵۰ سال معادل ۰/۷۵ در سطح خطر ۱۰ درصد در ۵۰ سال معادل ۰/۷۸ و برای

سطح خطر ۵۰ درصد در ۵۰ سال معادل ۰/۹۲ میباشد. این روند بیانگر این است که هر چه میزان غیرخطی شدن خاک به دلیل افزایش شدت لرزه‌ای افزایش یابد تغییرات بیشتری در بازتاب برش پایه قابل مشاهده است.

لازم به ذکر است که مطابق شکل (۷)، نرخ تغییر برش پایه برای مدل ۱۲ طبقه نسبت به مدل‌های ۴ و ۸ طبقه متفاوت است. در این مدل مقدار برش پایه در حالت با اندرکنش نسبت به حالت پایه ثابت با نرم‌تر شدن خاک افزایش نشان می‌دهد به طوری که در خاک نوع IV این نسبت برای کلیه سطوح خطر بزرگتر از یک و به مقدار ۱/۰۹ در سطح خطر ۵۰ درصد در ۵۰ سال رسیده است. اما نرخ تغییر این نسبت در سطوح خطر بالا نسبت به سطوح خطر پایین کاهش نشان می‌دهد. با توجه به شکل (۷)، مقدار نسبت برش پایه در مدل ۱۶ طبقه برای همه خاک‌ها بیشتر از واحد است. با نرم‌تر شدن خاک این نسبت نرخ افزایشی دارد چنانکه در سطح خطر ۲ درصد در ۵۰ سال این نسبت از مقدار ۱/۰۴۴ در خاک نوع II به مقدار ۱/۰۹۲ در خاک نوع IV رسیده است. همچنین نرخ نسبت برش پایه با افزایش سطح خطر افزایش نشان می‌دهد به طوری که در خاک نوع III مقدار این نسبت برای سطح خطر ۲ درصد در ۵۰ سال ۱/۱۷، سطح خطر ۱۰ درصد در ۵۰ سال ۱/۱ و برای سطح خطر ۵۰ درصد در ۵۰ سال معادل ۱/۰۷ بدست آمده است. لازم به ذکر است که در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای همانند NEHRP [۳۵]، استاندارد ۲۸۰۰ و غیره فرض بر این است که اثرات اندرکنش سازه-خاک به طور کلی باعث کاهش تقاضای برش پایه در ساختمان می‌شود. این در حالی است که نتایج تحلیل تاریخچه زمانی در مطالعه حاضر نشان می‌دهد که کاهش برش پایه ساختمان به علت در نظرگیری اندرکنش سازه و خاک بسته به نوع سازه، خاک و یا رکورد زلزله می‌تواند فرض درستی نباشد. به عبارت دیگر، نتایج بدست آمده در این مقاله حاکی از آن است که برش پایه برای قاب‌های خمشی متوسط و بلندمرتبه در حالت پایه منعطف نسبت به حالت پایه ثابت بیشتر شده است. بطور مشابه، این وضعیت در توزیع برش طبقات هم مشاهده می‌شود [۳۶]. بنابراین مقایسه نتایج مقاله حاضر با مقادیر حاصل از روابط آیین‌نامه، بر ضرورت مطالعه و بررسی بیشتر در این زمینه تاکید می‌کند.



شکل ۷: نسبت برش پایه در مدل با اندرکنش به بدون اندرکنش در سطوح خطر مختلف برای خاک: الف) نوع II، ب) نوع III و ج) نوع IV

۴-۵- جابه‌جایی حداکثر طبقات

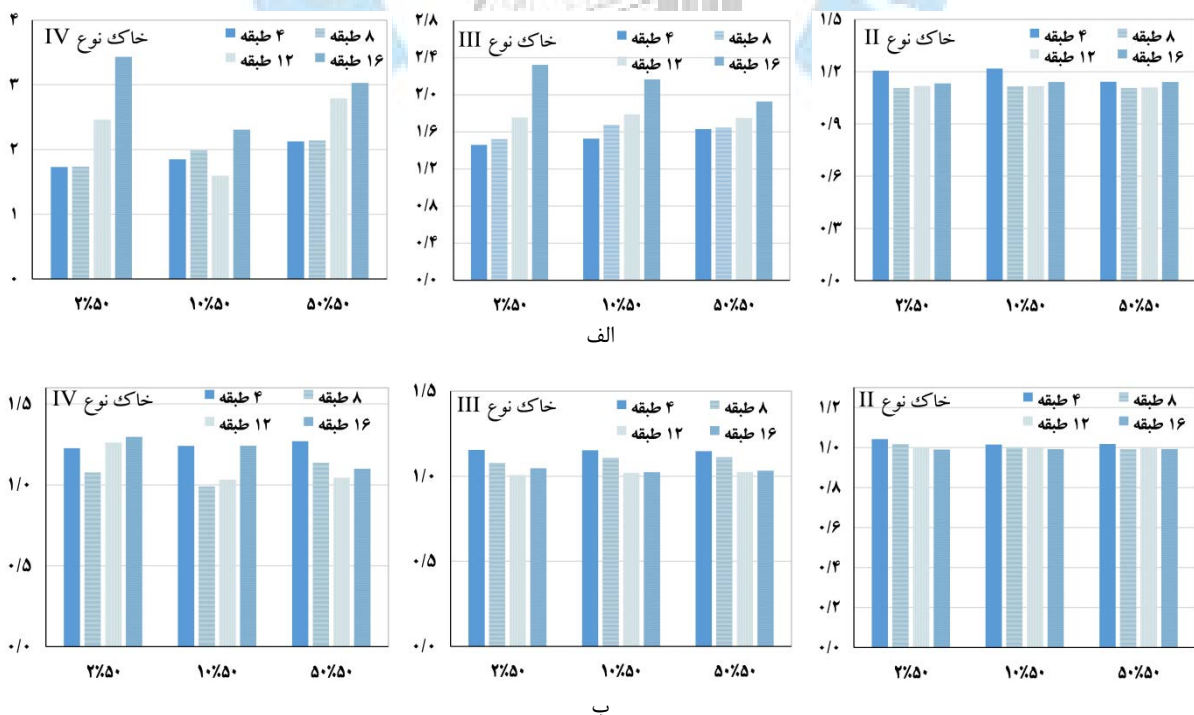
یکی از اثرات غیرقابل چشم‌پوشی اندرکنش خاک-سازه، موضوع افزایش جابه‌جایی مطلق تراز طبقات است. زیرا در صورت مجاورت با ساختمان‌های دیگر، ضربات مخربی توسط جرم طبقات بر سازه مجاور وارد خواهد شد. در این بخش، حداکثر جابه‌جایی مطلق رخ داده در تراز طبقه اول و طبقه بام به لحاظ اهمیت در اثر زمین‌لرزش مورد بررسی قرار می‌گیرد. شکل (۸) نسبت جابه‌جایی در حالت پایه منعطف به حالت پایه ثابت در تراز سقف اول و تراز سقف بام را نشان می‌دهد. مطابق شکل، با افزایش ارتفاع سازه و افزایش نرمی خاک مقدار نسبت جابه‌جایی در تراز سقف‌های پایین خصوصاً تراز سقف اول افزایش نشان می‌دهد. همچنین، با افزایش نرمی خاک مقدار جابه‌جایی در تراز بام در حالت با اندرکنش نسبت به حالت پایه ثابت تشدید می‌شود. به علاوه، در یک نوع خاک ثابت با افزایش ارتفاع مقدار نسبت جابه‌جایی در تراز سقف بام کاهش نشان می‌دهد. اثر افزایش شدت لرزه‌ای یا به عبارت دیگر اثر افزایش سطح خطر در خاک نوع II و III بر نسبت جابه‌جایی در ارتفاع مدل کم‌رنگ شده به طوری که این مقادیر برای سطوح خطر مختلف افزایش چشم‌گیری نشان نداده است

اما با افزایش نرمی خاک (خاک نوع IV) افزایش شدت لرزه‌ای بر تغییر این نسبت اثر بیشتری نشان می‌دهد. لذا می‌توان بیان کرد که اثر افزایش شدت لرزه‌ای با افزایش نرمی خاک بر نسبت جابه‌جایی تشدید می‌شود.

۵-۵- دریفیت حداکثر درون طبقه

یکی دیگر از ضوابط مهم در بررسی عملکرد و تعیین خسارت در ساختمان‌ها، مقدار دریفیت بین طبقات می‌باشد. طبق شکل (۹) الف) مقادیر دریفیت میان طبقه در مدل ۴ طبقه (کوتاه مرتبه) در انواع خاک و تمام سطوح خطر در تراز سقف اول افزایش چشم‌گیری از خود نشان داده است. نرخ افزایش دریفیت در تراز سقف اول با افزایش نرمی خاک تشدید می‌شود. افزایش سطح خطر در انواع خاک موجب افزایش دریفیت در تراز بام شده است که نرخ این افزایش با افزایش شدت لرزه‌ای تشدید شده است. همچنین، مقادیر دریفیت برای طبقات میانی برای تمام خاک‌ها در تمام سطوح خطر تقریباً از پدیده اندرکنش تأثیر ناچیزی می‌گیرد.

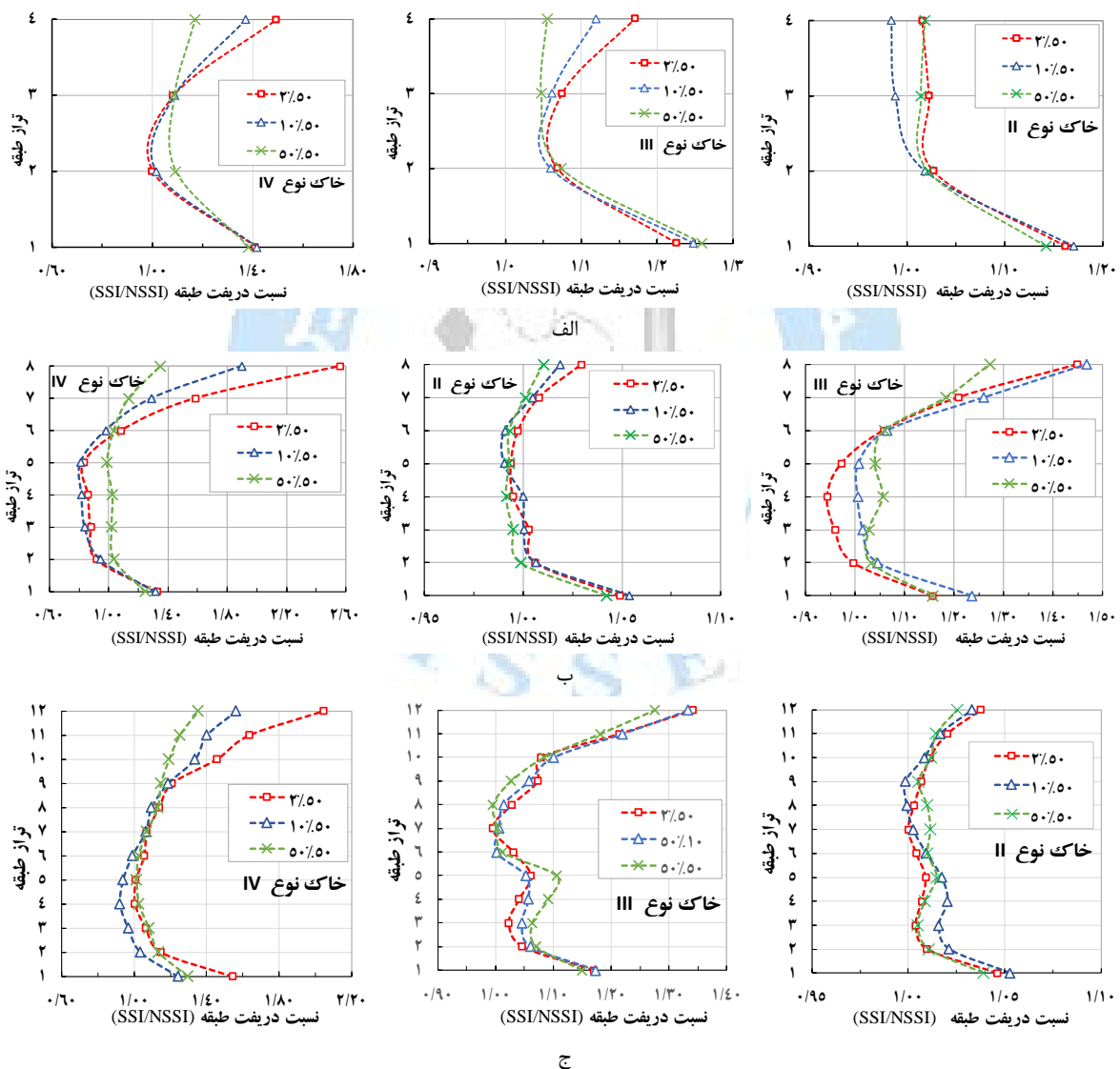
مطابق شکل (۹) ب) در مدل ۸ طبقه با افزایش نرمی خاک، عبارتی با افزایش نسبت سختی سازه به خاک در یک سطح خطر ثابت دریفیت تراز سقف اول و سقف‌های انتهایی بخصوص تراز بام بشدت افزایش می‌یابد. ضمناً، نرخ این افزایش با افزایش شدت لرزه‌ای تشدید می‌شود. از طرفی مقادیر نسبت دریفیت در طبقات میانی در اثر دخالت پدیده اندرکنش در تمام خاک‌ها کاهش نشان می‌دهد به طوری که نرخ این کاهش با افزایش سطح خطر و افزایش نرمی خاک تشدید می‌شود. در مدل ۱۲ طبقه و ۱۶ طبقه (بلند مرتبه) مقدار دریفیت در اثر پدیده اندرکنش با افزایش نرمی خاک افزایش می‌یابد و نرخ این افزایش با افزایش ارتفاع سازه تشدید می‌شود. به علاوه مشاهده می‌شود که سقف تراز اول و سقف‌های انتهایی خصوصاً تراز بام تأثیری بیشتری از پدیده اندرکنش گرفته و افزایش چشم‌گیری نشان داده است. نرخ این افزایش با افزایش نرمی خاک، افزایش سطح خطر و افزایش ارتفاع تشدید می‌شود. هرچه خاک سخت‌تر باشد نرخ تغییر دریفیت طبقات از میزان شدت لرزه‌ای تأثیر کمتری می‌گیرد. لذا بر اساس نتایج نشان داده شده در شکل (۹)، افزایش دریفیت در تراز سقف اول و تراز بام در تمام مدل‌ها مشاهده می‌شود به طوری که این افزایش با افزایش سطح خطر، افزایش نرمی خاک و افزایش ارتفاع مدل تشدید می‌شود. همچنین، دریفیت میان طبقه برای طبقات میانی تأثیر کمی از دخالت پدیده اندرکنش گرفته است.

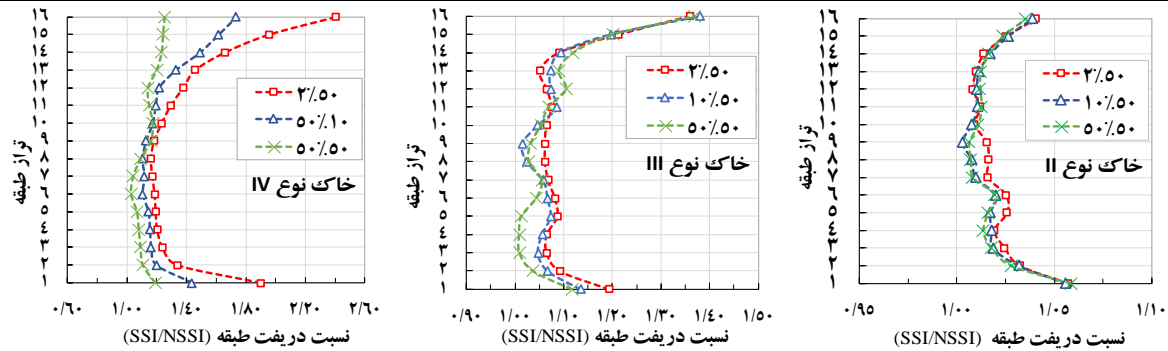


شکل ۸: نسبت جابه‌جایی مدل با اندرکنش به بدون اندرکنش برای انواع خاک در سطوح خطر مختلف در تراز: الف) سقف اول و ب) بام

۵-۶- بررسی سطح عملکرد در سطوح خطر مختلف

در مهندسی زلزله بر اساس عملکرد، برای ارزیابی رفتار یک سازه و اجزای آن لازم است ظرفیت و نیاز لرزه‌ای آن سازه تعیین گردد. در این راستا، دررفت میان طبقه یا دررفت کلی با شناخت خوبی که از تقاضای سازه در اختیار محاسب قرار می‌دهد می‌تواند در تعیین عملکرد سازه مورد استفاده قرار گیرد. در آیین‌نامه‌هایی نظیر ASCE 41 و NEHRP به روش‌های تحلیل غیرخطی توجه ویژه‌ای شده است تا از عملکرد سازه اطمینان بیشتری حاصل شود [۶ و ۳۵]. با توجه به موارد فوق، بررسی سطوح عملکرد مدل‌های مفروض با توجه به سطوح خطر و شرایط مختلف پایه با در نظر گرفتن پدیده اندرکنش خاک و سازه در این مطالعه مورد توجه قرار گرفته است. بر اساس آیین‌نامه FEMA356 [۳۳]، جهت سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه IO مقدار دررفت ۰/۷ درصد معادل سطح خطر ۵۰ درصد در ۵۰ سال، جهت سطح عملکرد ایمنی جانی LS مقدار دررفت ۲/۵ درصد معادل سطح خطر ۱۰ درصد در ۵۰ سال و جهت سطح عملکرد آستانه فروریزش CP مقدار دررفت ۵ درصد معادل سطح خطر ۲ درصد در ۵۰ سال توصیه شده است.

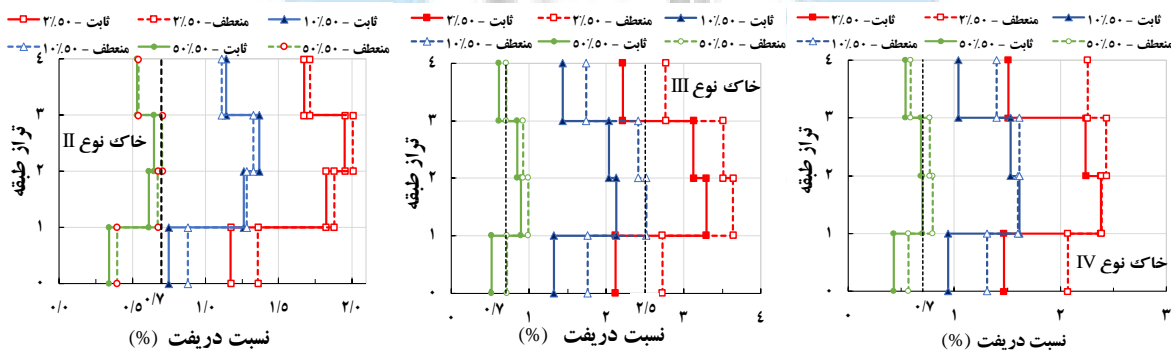




د

شکل ۹: نسبت دررفت میان طبقه در حالت با اندرکنش به حالت بدون اندرکنش برای انواع خاک در سطوح خطر مختلف: الف) مدل ۴ طبقه، ب) مدل ۸ طبقه، ج) مدل ۱۲ طبقه و د) مدل ۱۶ طبقه

برای بررسی سطح عملکرد، نتایج مربوط به مدل سازه ۴ طبقه بطور نمونه در شکل (۱۰) نشان داده شده است. مقادیر دررفت متناظر با معیارهای سطح عملکرد بر اساس FEMA 356 نیز جهت مقایسه بهتر در اشکال نمایش داده شده است. مطابق شکل، سازه مفروض واقع بر خاک نوع II از سطح عملکرد IO، سازه واقع بر خاک نوع III از سطح عملکرد LS و IO و سازه واقع بر خاک نوع IV از سطح عملکرد IO عبور کرده است. لذا افزایش سطح عملکرد از سطح استفاده بی‌وقفه به سمت سطح ایمنی جانی در سازه واقع بر خاک نوع II و خاک نوع IV و همچنین افزایش سطح عملکرد از سطح ایمنی جانی به سمت آستانه فروریزش برای خاک نوع III لزوم در نظر گرفتن پدیده اندرکنش خاک-سازه را ضروری می‌نماید. بررسی وجود طبقه ضعیف طبق تعریف آیین نامه ۲۸۰۰ ایران در اثر دخالت پدیده اندرکنش خاک و سازه نیز از نتایج فوق قابل تشریح است. بطور مشابه نتایج مربوط به سایر مدل‌های سازه‌ای نیز نشان می‌دهد که در نظر گرفتن پدیده اندرکنش خاک سازه سطوح عملکرد را نسبت به حالت پایه ثابت تغییر می‌دهد.



شکل ۱۰: مقادیر میانگین حداکثر دررفت طبقات در حالت با اندرکنش و بدون اندرکنش مدل ۴ طبقه برای انواع خاک در سطوح خطر مختلف

۶- نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر به بررسی اثرات پدیده اندرکنش غیرخطی خاک و سازه بر ساختمان‌های قاب خمشی فلزی ویژه به روش فتر میراگر معادل بر مبنای مدل وینکلر پرداخته شد. جهت بررسی این موضوع از مدل‌های ساختمانی کوتاه تا بلند مرتبه، سه نوع خاک، سه سطح خطر زلزله، دو حالت پایه مختلف و بیست و یک رکورد زلزله استفاده شد که در مجموع ۵۰۴ مدل ساختمانی تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی قرار گرفت. بر اساس نتایج تحلیل، مشاهده شد که:

۱- دوره تناوب اصلی ساختمان‌ها تحت اثر اندرکنش خاک و سازه در تمامی مدل‌ها افزایش ناچیزی یافت البته این افزایش با افزایش ارتفاع کاهش نشان داد.

۲- برش پایه در مدل‌های ساختمان مختلف نتایج متفاوتی از خود بروز داد. در مدل‌های کوتاه مرتبه ۴ و ۸ طبقه برش پایه ناشی از اندرکنش از خود کاهش نشان داد که با ضوابط آیین‌نامه‌های رایج تطابق دارد. اما با افزایش ارتفاع ساختمان (مدل‌های ۱۲ و ۱۶ طبقه) نسبت برش پایه در حالت پایه منعطف به حالت پایه ثابت به بیش از واحد رسید.

۳- جابه‌جایی ساختمان‌ها در تراز سقف اول در کلیه مدل‌ها افزایش چشم‌گیری از خود بروز داد و نرخ نسبت جابه‌جایی با افزایش نرمی خاک و افزایش ارتفاع، از خود افزایش نشان داد.

۴- دریافت طبقات به جز در تراز طبقات میانی از خود افزایش نشان داد و نرخ این افزایش با افزایش ارتفاع، افزایش نرمی خاک و افزایش سطح خطر تشدید شد.

۵- با افزایش سطح خطر زلزله، اندرکنش خاک-سازه موجب افزایش سطوح عملکرد سازه بخصوص برای ساختمان‌های واقع بر خاک نوع III و خاک نوع IV گردید.

در انتها، می‌توان نتیجه گرفت که نتایج عددی در نوشتار حاضر از قابلیت خوبی برای در نظر گرفتن تاثیر اندرکنش خاک و سازه در تحلیل لرزه‌ای ساختمان‌های قاب خمشی فولادی برخوردار است. با این وجود، به منظور ارائه توصیه‌های طراحی، پیشنهاد می‌شود مطالعات پارامتری موجود با استفاده از تعداد بیشتری مدل‌های ساختمانی با محدوده وسیع‌تری از زمان‌های تناوب ارتعاش تحت تعداد بیشتری رکوردهای مناسب زلزله توسعه داده شود.

مراجع

- [1] Hokmabadi A.S., Fatahi B. and Samali B. (2014), "Assessment of Soil-Pile-Structure Interaction Influencing Seismic Response of Mid-rise Buildings Sitting on Floating Pile Foundations", *Computers & Structures*, 55, pp. 172-186.
- [2] Kim Y. and Roesset J. (2004), "Effect of Nonlinear Soil Behavior on Inelastic Seismic Response of a Structure", *International Journal of Geomechanics*, 4(2), pp. 104-114.
- [3] Wolf J.P. (2003), "The Scaled Boundary Finite Element Method", Chichester: John Wiley & Sons Ltd.
- [4] Standard No. 2800. "Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings", 4th edition, Ministry of Road, Housing and Urban Development, Tehran, Iran (2014).
- [5] Mylonakis G., Syngros C., Gazetas G. and Tazoh T. (2006), "The Role of Soil in the Collapse of 18 Piers of Hanshin Expressway in the Kobe Earthquake", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 35, pp. 547-575.
- [6] ASCE 41 (2013), "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE/SEI 41", American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, Reston, VA, USA.
- [7] Ciampoli M. and Pinto P.E. (1995), "Effects of Soil-Structure Interaction on Inelastic Seismic Response of Bridge Piers", *Journal of Structural Engineering*; 121(5), pp. 806-814.
- [8] Veletsos A.S. and Vebric B. (1974), "Dynamics of Elastic and Yielding Structure-Foundation Systems", *Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, Italy.

- [9] Gazetas G. and Mylonakis G. (2001), "Soil-Structure Interaction Effects on Elastic and Inelastic Structures", *Proceedings of the Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium*, San Diego, CA, USA.
- [10] Miranda E. and Bertero V. (1994), "Evaluation of Strength Reduction Factors of Earthquake-Resistant Design", *Earthquake Spectra*; 10(2), pp. 57-379.
- [11] Zhang J. and Tang Y. (2008), "Evaluating Soil-Structure Interaction Effects Using Dimensional Analysis". *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- [12] Aviles J. and Perez-Rocha L.E. (2003), "Soil-Structure Interaction in Yielding Systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 32, pp. 1749-1771.
- [13] Rodriguez M. and Montes R. (2000), "Seismic Response and Damage Analysis of Buildings Supported on Flexible Soils", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 29, pp. 647-665.
- [14] Tahghighi H. and Shabkhan M. (2014) "Nonlinear Seismic Analysis of Pile Groups in Layered Soils due to Kinematic Interaction Effects," *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, 2 (3), pp. 51-62 (In Persian).
- [15] Harden C.W., Hutchinson T.C., Martin G.R. and Kutter B.L. (2005), "Numerical Modeling of the Nonlinear Cyclic Response of Shallow Foundations", *Report No. PEER-2005/04, Pacific Earthquake Engineering Research center*, University of California, Berkeley, CA, USA.
- [16] Harden C.W. and Hutchinson T.C. (2009), "Beam-on-Nonlinear-Winkler-Foundation Modeling of Shallow Rocking-Dominated Footings", *Earthquake Spectra*, 25(2), pp. 277-300.
- [17] Gajan S., Raychowdhury P., Hutchinson T.C., Kutter B.L. and Stewart J.P. (2010), "Application and Validation of Practical Tools for Nonlinear Soil-Foundation Interaction Analysis", *Earthquake Spectra*, 26(1), pp. 111-129.
- [18] Tehran Geotechnic Consulting Eng. "Geotechnical investigations and foundation design report of Kooch-e-Noor commercial-residential complex", Final report, Shahr-e-Kord, Iran (2013a).
- [19] Tehran Geotechnic Consulting Eng. "Geotechnical investigations and foundation design report of Darya-ye-Noor commercial-residential complex", Final report, Shahr-e-Kord, Iran (2013b).
- [20] Iranian National Building Code (part 6). "Design load for buildings", Ministry of Road, Housing and Urban Development, Tehran (2013).
- [21] Iranian National Building Code (part 10). "Steel structure design", Ministry of Road, Housing and Urban Development, Tehran, Iran (2013).
- [22] Tahghighi H. and Rabiee M. (2017) "Influence of foundation flexibility on the seismic response of low-to-mid-rise moment resisting frame buildings", *International Journal of Science and Technology, SCIENTIA IRANICA A*, 24(3), pp. 979-992.
- [23] OpenSees (2015), "Open System for Earthquake Engineering Simulation", Pacific earthquake engineering research center PEER Richmond, CA, USA, <http://opensees.berkeley.edu>.
- [24] Kostic S. and Filippou FC. (2012) "Section Discretization of Fiber Beam-Column Elements for Cyclic Inelastic Response", *Journal of Structural Engineering*, 138(5), pp. 592-601.
- [25] Raychowdhury P. (2008), "Nonlinear Winkler-Based Shallow Foundation Model for Performance Assessment of Seismically Loaded Structures", Ph.D. thesis, University of California, San Diego, CA, USA.

- [26] Gazetas G. (1991), "Formulas and Charts for Impedances of Surface and Embedded Foundations", *J Geotech Eng*, ASCE; 117, pp. 1363-81.
- [27] FEMA 440 (2005), "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", Prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.
- [28] ASCE 41 (2006), "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", ASCE/SEI 41, American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, Reston, VA, USA.
- [29] PEER (2015), "PEER Strong Motion Database", <http://peer.berkeley.edu/> Accessed 10 Jan 2015.
- [30] Tahghighi H. (2012) "Simulation of strong ground motion using the stochastic method: Application and validation for near-fault region," *Journal of Earthquake Engineering*, 16, pp. 1230-1247.
- [31] Masaeli H., Khoshnoudian F. and Ziaei R. (2015) "Rocking soil-structure systems subjected to near-fault pulses", *Journal of Earthquake Engineering*, 19(3), pp. 461-479.
- [32] FEMA 302 (1997), "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Building and Other Structures", Prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.
- [33] FEMA 356 (2000), "Pre Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.
- [34] ASCE 7 (2010), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", ASCE/SEI 7-10. American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, Reston, VA, USA.
- [35] NEHRP (2009), "Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures", FEMA P-750 Prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.
- [36] Tahghighi H. and Rabiee M. (2015) "Nonlinear soil-structure interaction effects on building frames: A discussion on the seismic codes", *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 17(1), pp. 219-229.