

ارزیابی عملکرد ساختمان‌های قاب خمشی بتن مسلح واقع بر شالوده سطحی با لحاظ کردن تأثیر اندرکنش خاک و سازه

علی محمدی^۱ و حسین تحقیقی^{۲*}

^۱ کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه کاشان

^۲ استادیار دانشکده مهندسی، دانشگاه کاشان

(دریافت: ۹۶/۱۱/۱۰، پذیرش: ۹۷/۶/۳۱، نشر آنلاین: ۹۷/۷/۱)

چکیده

رفتار غیر خطی سیستم خاک و سازه با تحمیل انعطاف‌پذیری مازاد بر سیستم و اتلاف انرژی چرخه‌ای در فصل مشترک خاک و شالوده تقاضای لرزه‌ای سازه را تغییر می‌دهد. در این مقاله، از روش تیر بر روی شالوده غیر خطی وینکلر برای ارزیابی تأثیر اندرکنش خاک-پی-سازه بر عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها استفاده می‌شود. مجموعه‌ای از ساختمان‌های بتن مسلح ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه واقع بر سه نوع خاک سخت، متوسط و نرم توسط نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی و تحلیل شده‌اند. از روش‌های تحلیل استاتیکی غیر خطی و تحلیل دینامیکی افزایشی جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح در شرایط پایه ثابت و انعطاف‌پذیر استفاده شده است. نتایج تحلیل نشان می‌دهد که اندرکنش خاک و سازه، به خصوص با نرم‌تر شدن خاک و افزایش تعداد طبقات ساختمان، می‌تواند نقشی اساسی در رفتار قاب‌های ساختمانی شامل افزایش پررود سیستم، تغییر ضریب اصلاح پاسخ، افزایش دررفت طبقات، کاهش سطح عملکرد و تغییر احتمال فروریزش سازه ایفا نماید. لذا بر اساس نتایج به دست آمده، اکتفا به نتایج تحلیل‌های متداول (بدون در نظر گرفتن اندرکنش) دقت ارزیابی عملکرد سازه را خدشه‌دار نموده و ممکن است به طرح غیر واقعی سازه منجر گردد.

کلید واژه‌ها: اندرکنش خاک-سازه، ارزیابی عملکرد، قاب بتن مسلح، تحلیل استاتیکی غیر خطی، تحلیل دینامیکی افزایشی.

۱- مقدمه

مخازن نفتی محدود بوده‌اند. لیکن، با پیدایش نسل جدید آیین-نامه‌های مبتنی بر عملکرد و گسترش کاربرد آن‌ها، ضرورت لحاظ نمودن تأثیر اندرکنش در تحلیل و طراحی سایر سازه‌ها بیش از پیش نمایان شده است (Tahghighi و Rabiee، ۲۰۱۵). اندرکنش خاک و سازه سبب تغییر (افزایش و یا کاهش) در تقاضاهای لرزه‌ای سازه با پی منعطف نسبت به سازه با پایه ثابت می‌شود. پیش از کسب دانش کافی در زمینه اندرکنش خاک و سازه، از این مسأله با فرض اثرگذاری آن در جهت افزایش ضریب اطمینان (کاهش در نیروی برش پایه) با توجه به افزایش پررود اصلی و میرایی انرژی امواج لرزه‌ای در خاک صرف‌نظر می‌گردید. عدم قطعیت در صحت این فرض هنگامی آشکار شد که مطالعات نشان دادند پدیده اندرکنش، بسته به شرایط خاک-پی-سازه و مشخصات تحریک، می‌تواند دارای نقش مخرب باشد و صرف‌نظر کردن از آن خلاف جهت اطمینان بوده و در نتیجه به طراحی

رخ‌دادهای لرزه‌ای گذشته نشان می‌دهد که اثرات اندرکنش خاک-پی-سازه، حائز اهمیت بوده و عملکرد سازه‌ها را به طور چشمگیری تحت تأثیر قرار داده است (Tahghighi، ۲۰۰۵؛ Hokmabadi و همکاران، ۲۰۱۴). با این وجود، در تحلیل و طراحی سازه‌ها، معمولاً فرض می‌شود که خاک زیر شالوده صلب بوده و از انعطاف‌پذیری آن صرف‌نظر می‌شود. در این حالت، پاسخ سازه متأثر از خواص دینامیکی خود سازه است و انعطاف‌پذیری خاک تأثیری در پاسخ سازه ندارد. اگر زمین به اندازه کافی سخت باشد می‌توان از اثر خاک زیر شالوده بر پاسخ لرزه‌ای سازه صرف-نظر کرد و در نتیجه سازه به صورت پایه‌گیردار تحلیل می‌شود. اما، وقتی سازه بر توده خاک نرم ساخته می‌شود به دلیل اندرکنش، پاسخ آن نسبت به حالت پایه‌گیردار بسیار متفاوت است. مطالعات اولیه در این زمینه به ارتعاش سازه‌های خاص مانند نیروگاه‌ها و

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۳۱-۵۵۹۱۲۴۳۰

عنوان نمونه، Marzban و همکاران (۲۰۱۴)، با بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح دارای دیوار برشی، پارامترهای طراحی لرزه‌ای سازه با پایه منعطف را نسبت به پایه ثابت مقایسه کردند. همچنین، Arbabi و Tahghighi (۲۰۱۵)، نشان دادند که برای سازه‌های سخت مانند قاب فولادی مهاربندی شده هم‌محور واقع بر بستر انعطاف‌پذیر، نادیده گرفتن تأثیر حرکات شالوده به برآورد نادرست زمان تناوب اصلی سیستم منجر می‌شود.

بنابراین با توجه به قابلیت‌های روش تیر بر روی شالوده غیر خطی وینکلر، این مدل برای پژوهش حاضر انتخاب شده است. در این مطالعه به ارزیابی رفتار غیر خطی قاب‌های خمشی بتن مسلح ویژه تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی و تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA^۵) پرداخته می‌شود. چهار قاب بتن مسلح با تعداد طبقات مختلف واقع بر سه نوع ساختگاه سخت، متوسط و نرم مورد بررسی قرار می‌گیرند و نتایج تحلیل برای دو حالت پایه ثابت و انعطاف‌پذیر مقایسه می‌شود. با توجه به قابلیت‌های روش تیر بر روی شالوده غیر خطی وینکلر، این مدل برای پژوهش حاضر انتخاب شده است. از پارامترهای طراحی لرزه‌ای متعارف مانند شکل‌پذیری مبتنی بر دوره تناوب (μ_T)، ضریب اضافه مقاومت (Ω) و ضریب اصلاح پاسخ (R) و همچنین تغییر در سطوح عملکرد برای مقایسه رفتار قاب‌ها استفاده می‌شود. علاوه بر مقایسه پاسخ‌های لرزه‌ای حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیر خطی و میزان آسیب‌پذیری ساختمان‌های با پایه انعطاف‌پذیر نسبت به پایه ثابت با استفاده از منحنی‌های IDA بررسی می‌شود. همچنین، با استفاده از منحنی‌های شکنندگی احتمال فروریزش سازه‌ها در شرایط تکیه‌گاهی مختلف ارزیابی می‌گردد.

۲- معرفی سیستم خاک و سازه

مطابق شکل (۱) چهار ساختمان ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه بتن مسلح با سیستم باربر جانبی قاب خمشی در نظر گرفته شده است. پلان ساختمان‌ها به ابعاد ۱۸×۱۸ متر، دارای سه دهانه در هر دو جهت عمود بر هم و هر دهانه ۶ متر، ارتفاع طبقات ۳/۵ متر و دارای توزیع جرم یکنواخت و توزیع سختی غیر یکنواخت در ارتفاع است. ساختمان‌ها دارای کاربری مسکونی بوده و بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های ASCE 7 (۲۰۱۰) و ACI 318 (۲۰۱۱)، با شکل-پذیری ویژه طراحی شده‌اند. بار مرده و بار زنده طبقات به ترتیب ۸۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض می‌شود. در جداول (۱) و (۲) مشخصات مقاطع تیرها و ستون‌های هر قاب نشان داده شده است.

نایمن در سازه منجر می‌شود (Mylonakis و Gazetas، ۲۰۰۰؛ Jeremic و همکاران، ۲۰۰۴).

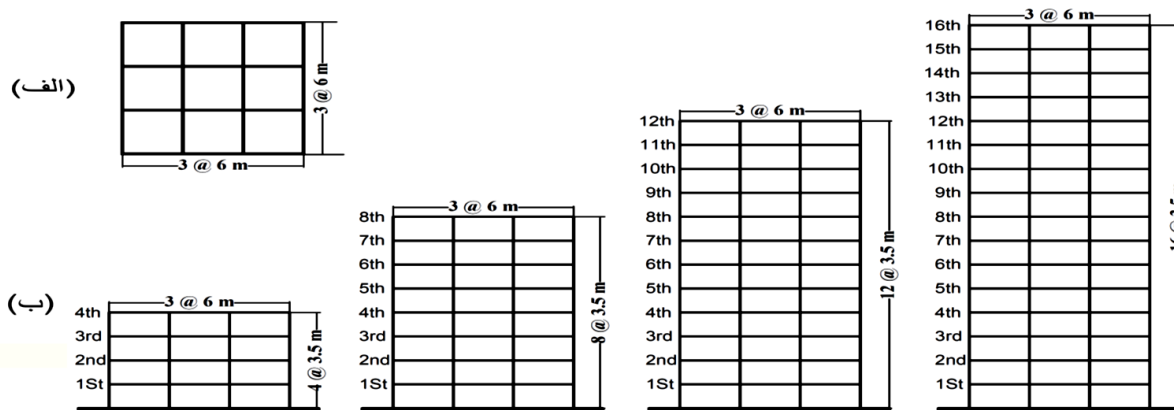
از آثار مخرب اندرکنش می‌توان به افزایش تقاضای تغییر مکان جانبی و تغییر در سطح عملکرد سازه، اثر $P-\Delta$ و ضربه به خصوص در سازه‌های بلند و یا لاغر اشاره کرد. بدین ترتیب مسأله تأثیر انعطاف‌پذیری پی بر عملکرد سازه‌ها سبب افزایش پژوهش‌ها به منظور تجدید نظر در آیین‌نامه‌ها و رویکردهای طراحی در سال‌های اخیر گردیده است تا بتواند زیان‌های انسانی و اقتصادی مرتبط را کاهش دهد.

هدف عمده و اصلی آیین‌نامه‌های سنتی که بر مبنای نیرو سازه‌ها را طرح می‌کنند تأمین ایمنی جانی ساختمان‌های معمولی و حداقل آسیب برای ساختمان‌های مهم در طی یک زمین‌لرزه است. این هدف به وسیله اختصاص کاهش سطح مقاومت الاستیک سازه به همراه ارائه جزئیات المان‌های سازه‌ای و اتصالات آنها به منظور 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 آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای نظیر ASCE 41 (۲۰۱۳) و غیره به سطح عملکرد بی‌وقفه (IO^1)، ایمنی جانی (LS^2) و آستانه فروریزش (CP^3) طبقه‌بندی می‌شوند. 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.

روش‌های عددی مختلف جهت مدل‌سازی رفتار سازه‌های واقع بر پی سطحی ارائه شده است (Massumi و Tabatabaiefar، ۲۰۱۰؛ Lou و همکاران، ۲۰۱۱؛ Fatahi و Tabatabaiefar، ۲۰۱۳؛ Fatahi و Tabatabaiefar، ۲۰۱۴). با این حال، استفاده از روش‌های ساده‌ای مانند مدل وینکلر در مسائل عملی اندرکنش خاک و سازه ترجیح داده می‌شود. روش تیر بر روی شالوده غیر خطی وینکلر ($BNWF^4$) که توسط Harden و Hutchinson (۲۰۰۹)، ارائه شد و سپس توسط Gajan و همکاران (۲۰۱۰)، توسعه یافت، به دلیل سادگی نسبی و تلاش محاسباتی حداقل، به طور گسترده‌ای در تحقیقات اخیر استفاده شده است (Raychowdhury، ۲۰۱۱؛ Marzban و همکاران، ۲۰۱۴؛ Arbabi و Tahghighi، ۲۰۱۵؛ Masaeli و همکاران، ۲۰۱۵؛ Tahghighi و Rabiee، ۲۰۱۷). مدل ارائه شده شامل فنرهای مستقل غیر خطی قائم، با توزیع در امتداد طول پی و امکان برکنش، حرکت گهواره‌ای، نشست و میرایی تشعشعی می‌باشد. به

4. Beam on Nonlinear Winkler Foundation
5. Incremental Dynamic Analysis

1. Immediate Occupancy
2. Life Safety
3. Collapse Prevention



شکل ۱- مدل ساختمان‌های مورد مطالعه: (الف) پلان، (ب) نما

جدول ۱- مشخصات مقاطع تیر در قاب‌های مورد مطالعه

قاب	شماره طبقه	ابعاد مقطع (سانتی‌متر)		آرماژورگذاری	
		عرض	ارتفاع	وجه پایین	وجه بالا
۴ طبقه	۲، ۱	۳۰	۴۰	۲۰۴	۳φ۲۰
	۴، ۳	۳۰	۳۵	۴φ۲۰	۳φ۱۸
۸ طبقه	۴، ۳، ۲، ۱	۴۰	۴۵	۵φ۲۵	۴φ۲۰
	۸، ۷، ۶، ۵	۳۵	۴۰	۵φ۲۰	۴φ۲۰
۱۲ طبقه	۸، ۷، ۱	۴۵	۵۰	۵φ۲۵	۴φ۲۵
	۶، ۵، ۴، ۳، ۲	۵۰	۵۵	۶φ۲۵	۵φ۲۵
۱۶ طبقه	۱۲، ۱۱، ۱۰، ۹	۴۰	۴۵	۵φ۲۵	۴φ۲۰
	۱۶، ۱۵، ۱۴، ۱۳، ۱	۴۵	۵۰	۵φ۲۵	۴φ۲۵
۱۶ طبقه	۱۰، ۹، ۸، ۷، ۶، ۵، ۴، ۳، ۲	۵۵	۶۵	۶φ۲۸	۵φ۲۸
	۱۲، ۱۱	۵۰	۵۵	۶φ۲۵	۵φ۲۵

جدول ۲- مشخصات مقاطع ستون در قاب‌های مورد مطالعه

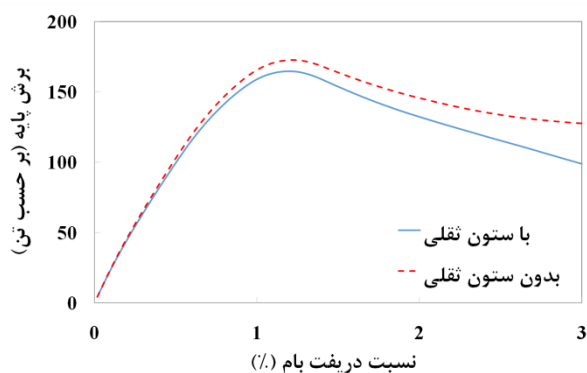
قاب	شماره طبقه	ستون‌های خارجی			ستون‌های داخلی		
		عرض (سانتی‌متر)	طول (سانتی‌متر)	آرماژورگذاری	عرض (سانتی‌متر)	طول (سانتی‌متر)	آرماژورگذاری
۴ طبقه	۲، ۱	۴۵	۴۵	۱۶φ۲۵	۵۰	۵۰	۲۰φ۲۵
	۴، ۳	۴۰	۴۰	۱۲φ۲۵	۴۵	۴۵	۱۶φ۲۵
۸ طبقه	۳، ۲، ۱	۵۵	۵۵	۲۰φ۲۸	۶۰	۶۰	۲۴φ۲۸
	۶، ۵، ۴	۵۰	۵۰	۲۰φ۲۵	۵۵	۵۵	۲۰φ۲۸
۱۲ طبقه	۸، ۷	۴۵	۴۵	۱۶φ۲۵	۵۰	۵۰	۲۰φ۲۵
	۴، ۳، ۲، ۱	۵۵	۵۵	۲۰φ۲۸	۶۵	۶۵	۲۰φ۳۲
۱۶ طبقه	۸، ۷، ۶، ۵	۵۰	۵۰	۲۰φ۲۵	۶۰	۶۰	۲۴φ۲۸
	۱۲، ۱۱، ۱۰، ۹	۴۵	۴۵	۱۶φ۲۵	۵۵	۵۵	۲۰φ۲۸
۱۶ طبقه	۴، ۳، ۲، ۱	۶۵	۶۵	۲۰φ۳۲	۷۵	۷۵	۲۸φ۳۲
	۸، ۷، ۶، ۵	۶۰	۶۰	۲۴φ۲۸	۷۰	۷۰	۲۸φ۲۸
	۱۲، ۱۱، ۱۰، ۹	۵۵	۵۵	۲۰φ۲۸	۶۰	۶۰	۲۴φ۲۸
	۱۶، ۱۵، ۱۴، ۱۳	۵۰	۵۰	۲۰φ۲۵	۵۵	۵۵	۲۰φ۲۸

جدول ۳- مشخصات انواع خاک در نظر گرفته شده (محمدی، ۲۰۱۷)

نوع خاک	∅ (degree)	C (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	v	γ (kg/m ³)	G (kg/cm ²)	V _s (m/sec)
C	۳۸	۰	۷۵۶	۰/۳۵	۲۱۰۰	۲۸۵۵	۳۶۰
D	۳۰	۰/۰۲	۱۶۸	۰/۴	۱۹۰۰	۶۱۲	۱۷۵
E	۲۵	۰/۰۲	۸۷	۰/۴۵	۱۸۰۰	۳۰۶	۱۲۰

مفاصل پلاستیک برابر ارتفاع تیرها در نظر گرفته می‌شود (Marzban و همکاران، ۲۰۱۴).

از آنجا که المان مورد استفاده در مدل‌سازی تیرها، توانایی در نظر گرفتن تغییرات بار محوری در حین تحلیل را ندارد، برای مدل‌سازی ستون‌ها از المان فایبر استفاده شده است. این المان قابلیت لحاظ کردن اندرکنش لنگر خمشی و نیروی محوری را دارد که عاملی اثرگذار در رفتار ستون‌ها می‌باشد. از طرفی چون در این مطالعه امکان تغییر نیروی محوری اعمال شده بر هر یک از ستون‌ها در دو حالت پایه صلب و پایه انعطاف‌پذیر وجود دارد، کاربرد این المان بر سایر المان‌ها ارجح می‌باشد. این مقاطع در قالب المان‌های dispBeamColumn به ستون‌ها اختصاص داده شده است. برای دستیابی به عملکرد دقیق‌تر در هر یک از مدل‌ها، ستون‌ها در ارتفاع طبقه به چهار بخش تقسیم شده‌اند. همچنین، در تحلیل‌های تاریخچه زمانی از مدل میرایی رایلی با احتساب نسبت میرایی ۵ درصد برای دو مود ارتعاشی اول و سوم قاب‌های خمشی استفاده شده است.



شکل ۲- منحنی ظرفیت قاب ۱۶ طبقه با و بدون ستون ثقلی

۲-۲- مدل اندرکنش خاک و سازه

سطح مشترک خاک و شالوده با استفاده از تئوری تیر بر روی شالوده غیر خطی وینکلر (BNWF) مدل‌سازی می‌شود. به منظور ارزیابی اثر غیر خطی شالوده و خاک زیرین بر روی مدل‌های مفروض، دو حالت مختلف پایه در نظر گرفته شده است:

- (۱) پایه ثابت، در این حالت شالوده بدون جابه‌جایی در نظر گرفته می‌شود (حالت بدون اندرکنش یا NSSI) و
- (۲) پایه منعطف، در این حالت سطح مشترک خاک و شالوده به وسیله یک مجموعه از فنرهای غیر خطی وینکلر مدل می‌شود (حالت با اندرکنش یا SSI).

این فنرها قابلیت در نظر گرفتن رفتار غیر خطی هندسی و غیر خطی مصالح و یا به عبارتی جابه‌جایی‌های افقی، قائم و گهواره‌ای پی را دارا هستند. سختی قائم و دورانی و ظرفیت قائم فنرهای

سه نوع زمین C، D و E به ترتیب به نمایندگی از خاک متراکم، خاک سفت و خاک نرم بر اساس طبقه‌بندی آیین‌نامه 7 ASCE در نظر گرفته شده است. جدول (۳) مشخصات ژئوتکنیکی خاک‌ها را نشان می‌دهد (محمدی، ۲۰۱۷). این مشخصات شامل زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) ، ضریب چسبندگی (C)، مدول الاستیسیته (E)، ضریب پواسون (v)، وزن مخصوص (γ)، مدول برشی (G) و سرعت موج برشی خاک (V_s) می‌باشد. با توجه به مشخصات خاک‌ها در جدول (۳)، شالوده ساختمان‌های مورد مطالعه طراحی شده است که شالوده‌ها به شکل نواری و بسته به ارتفاع قاب دارای پهنای ۲ تا ۵ متر، طول ۱۹ تا ۲۰ متر و ارتفاع ۰/۶ تا ۱ متر می‌باشد (محمدی، ۲۰۱۷). شایان ذکر است که نیروی برش پایه طراحی مجموعه قاب‌ها بر مبنای آیین‌نامه 7 ASCE محاسبه شده است. میزان این نیرو با توجه به طیف طراحی استخراج شده از آیین‌نامه مذکور برای هر یک از قاب‌های مستقر بر انواع خاک به شرح جدول (۴) است.

جدول ۴- نیروی برش پایه طراحی قاب‌ها به تفکیک نوع خاک و

تعداد طبقه (بر حسب تن)			تعداد طبقات
نوع خاک			
E	D	C	
۳۷	۲۳/۵	۲۰/۷	۴
۴۹/۸	۳۵/۱	۳۵/۱	۸
۶۵/۷	۵۴/۳	۵۴/۳	۱۲
۸۵/۲	۷۵/۵	۷۵/۵	۱۶

۲-۱- مدل قاب بتنی

قاب‌های خمشی بتن مسلح طراحی شده با استفاده از نرم‌افزار OpenSees (۲۰۱۵) مدل‌سازی و تحلیل می‌شوند. اثرات P-Δ در تحلیل مدل‌ها توسط الگوریتم لارا ادز (Laura Eads، ۲۰۱۰) در نظر گرفته شده است. برای این منظور، یک ستون با بار فقط ثقلی به مجموعه قاب متصل شده و تأثیر P-Δ را شبیه‌سازی می‌کند. شکل (۲) تأثیر این ستون ثقلی بر منحنی ظرفیت مدل قاب ۱۶ طبقه را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود اثر P-Δ باعث کاهش سختی و در نتیجه افزایش جابه‌جایی و نیز کاهش مقاومت در نمودار منحنی ظرفیت قاب شده است.

تیرها با مفاصل پلاستیکی متمرکز و ستون‌ها با مقطع فایبر برای شبیه‌سازی رفتار غیر خطی قاب‌های خمشی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. المان beamWithHinges برای مدل کردن تیرها استفاده می‌شود. برای دو انتهای تیر مفاصل پلاستیکی و به وسط دهانه مصالح الاستیک اختصاص داده می‌شود. فرض می‌شود رفتار غیر خطی در مفاصل دو سر تیر متمرکز شده است و گسترش رفتار غیر خطی در ناحیه الاستیک کم‌تر اتفاق می‌افتد. طول

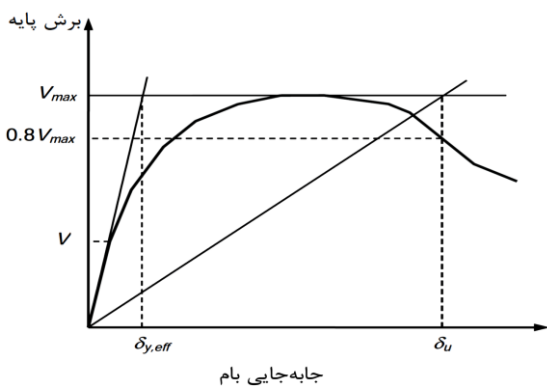
نیست. اطلاعات تکمیلی در مورد رکوردهای انتخاب شده در جدول (۶) فهرست شده‌اند.

۴- روش تحلیل

۴-۱- تحلیل استاتیکی غیر خطی

به طور کلی، دقت روش تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش آور) در پیش‌بینی عملکرد سازه‌ای یک موضوع مهم می‌باشد. مطالعات Fragiadakis و Vamvatsikos (۲۰۰۹)، نشان داد که این روش نسبتاً ساده درک مفیدی از رفتار مورد انتظار سازه را فراهم می‌کند. برای انجام تحلیل پوش آور، از نیروهای جانبی در قالب الگوهای توصیه شده در آیین‌نامه FEMA 356 (۲۰۰۰)، استفاده می‌شود. لازم به توضیح است که استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیر خطی هنگامی مجاز است که اثرات مودهای بالای سازه قابل ملاحظه نباشد (Fragiadakis و Vamvatsikos، ۲۰۰۹). همچنین، توزیع بار جانبی در مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید.

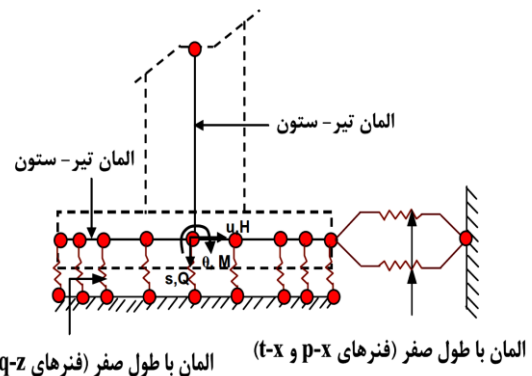
رفتار غیر خطی سازه ناشی از تحلیل پوش آور، ارتباط بین برش پایه و تغییر مکان نقطه کنترل را مطابق شکل (۴) مشخص می‌نماید. با توجه به آیین‌نامه FEMA P695 (۲۰۰۹)، منحنی دو خطی ایده‌آل برای توصیف منحنی پوش آور استفاده می‌شود. در شکل (۴)، پارامترهای $\delta_{y,eff}$ ، V_{max} و δ_u به ترتیب جابجایی بام در حالت تسلیم مؤثر، بیشینه نیروی برش پایه و تغییر مکان سازه، می‌باشند. با استفاده از منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان سازه، پارامترهای طراحی لرزه‌ای شامل ضریب شکل‌پذیری مبتنی بر دوره تناوب (μ_T)، ضریب اضافه مقاومت (k_2) و ضریب اصلاح پاسخ (R) تعیین می‌شوند. در ادامه، نحوه محاسبه هر یک از این پارامترها ارائه می‌شود.



شکل ۴- منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان سازه (FEMA، ۲۰۰۹)

جایگزین خاک به ترتیب بر اساس روابط Gazetas (۱۹۹۱) و Terzaghi (۱۹۴۳) محاسبه می‌شود.

مقادیر سختی قائم و سختی دورانی سیستم شالوده- خاک با توجه به روابط گزتاس در جدول (۵) نشان داده شده است. در طی حرکت دورانی، سختی بیشتری در محیط خاک در مناطق فشاری ایجاد می‌شود و به اصطلاح پدیده دوران برای حفظ پایداری سازه اتفاق می‌افتد (Hutchinson و Harden، ۲۰۰۹). بر این اساس، فنرهای سخت‌تر در دو انتهای شالوده نواری برای عرضه سختی دورانی سیستم خاک- شالوده قرار داده می‌شود. طول‌های انتهایی بر اساس مطالعات Hutchinson و Harden (۲۰۰۹) تعیین شده است. به منظور توزیع فنرها در زیر شالوده و دستیابی به سختی متناسب افقی و گهواره‌ای شالوده، از روابط ارائه شده در آیین‌نامه ATC 40 (۱۹۹۶) استفاده می‌گردد. شکل (۳) فنرهای قائم و افقی برای در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری خاک زیر پی را نشان می‌دهد.



شکل ۳- مدل تیر بر شالوده غیر خطی (Raychowdhury، ۲۰۰۹)

۳- انتخاب رکوردهای زلزله

تحلیل تاریخچه زمانی یکی از بهترین ابزارهای موجود برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان است و روش تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)، گونه کامل‌تری می‌باشد که در این مطالعه از آن استفاده می‌شود. برای شبیه‌سازی، به طور مشابه با مطالعه Tahghighi و Rabiee (۲۰۱۷)، از بیست و یک رکورد قوی زمین ناحیه دور از گسل در رویدادهای مختلف استفاده می‌شود. این رکوردها مربوط به زلزله‌های با بزرگای گشتاوری بیش از ۶ ریشتر و کوتاه‌ترین فاصله از گسل، $d > 10$ KM، در سه گروه (هر گروه دارای هفت رکورد) مربوط به خاک نوع C، D و E 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 بنابر این نیازی به تحلیل پاسخ ساختگاه

جدول ۵- سختی فنرهای الاستیک قائم و دورانی خاک - شالوده

تعداد طبقات				نوع خاک	
۱۶	۱۲	۸	۴		
۱۲۹۲۰	۱۹۰۰۳	۲۲۱۶۵	۲۶۴۹۸	C	$(\text{ton}/\text{m}^3) K_z/A$ شدت سختی قائم
۳۰۰۰	۴۴۱۳	۵۱۴۷	۶۱۵۳	D	
۱۶۳۶	۲۴۰۷	۲۸۰۷	۳۳۵۶	E	
۲۸۸۱۲	۳۴۱۷۶	۳۷۴۷۷	۴۰۱۵۱	C	$(\text{ton.m}/\text{m}^4) K_{\theta y}/I_y$ شدت سختی دورانی
۶۶۸۰	۷۹۳۶	۸۷۰۳	۹۳۲۴	D	
۳۶۵۳	۴۳۲۹	۴۷۴۷	۵۰۸۶	E	

جدول ۶- مشخصات رکوردهای انتخاب شده (PEER, ۲۰۱۵)

ردیف	نام زلزله	سال وقوع	ایستگاه	بزرگا	نوع زمین	d (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	T_0 (sec)
۱	Northridge, USA	۱۹۹۴	Old Ridge Route	۶/۷	C	۲۲/۶	۰/۵۷	۵۲/۱	۴/۲	۰/۲۶
۲	Cape Mendocino, USA	۱۹۹۲	Rio Dell Overpass	۷/۱	C	۱۸/۵	۰/۵۵	۴۲/۱	۱۸/۶	۰/۴۲
۳	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU045	۷/۶	C	۲۴/۰	۰/۵۱	۳۹/۰	۱۴/۳	۰/۴۰
۴	Loma Prieta, USA	۱۹۸۹	Gilroy Gavilan Coll.	۶/۹	C	۱۲/۰	۰/۳۶	۲۸/۶	۶/۳	۰/۴۰
۵	San Fernando, USA	۱۹۷۱	Lake Hughes	۶/۶	C	۲۰/۳	۰/۳۷	۱۷/۰	۱/۶	۰/۱۶
۶	Victoria, Mexico	۱۹۸۰	Cerro Prieto	۶/۱	C	۱۷/۰	۰/۶۲	۳۱/۶	۱۳/۲	۰/۰۶
۷	Whittier Narrows, USA	۱۹۸۷	LA-116 th St School	۶/۰	C	۲۲/۵	۰/۳۹	۲۱/۰	۱/۸	۰/۱۴
۸	Chuetsu-Oki, Japan	۲۰۰۷	Kashiwazaki NPP	۶/۸	D	۱۱/۰	۰/۴۵	۱۲۵	۴۹/۸	۱/۹۰
۹	Northridge, USA	۱۹۹۴	Satum	۶/۶۹	D	۲۱/۰	۰/۴۶۸	۳۷/۳۶	۴/۹	۰/۱۴
۱۰	El Mayor-Cucapah, USA	۱۹۸۷	Cerro Prieto	۷/۲	D	۱۱/۰	۰/۲۹	۴۹/۵	۴۰/۸	۰/۴۴
۱۱	El Mayor-Cucapah, USA	۱۹۸۷	Michoacan	۷/۲	D	۱۶/۰	۰/۵۴	۶۱/۶	۳۴/۶	۰/۲۴
۱۲	Loma Prieta, USA	۱۹۸۹	Gilroy Array #4	۶/۹	D	۱۴/۵	۰/۴۲	۴۰/۲	۸/۰	۰/۴۴
۱۳	Morgan Hill, USA	۱۹۸۴	Gilroy Array #4	۶/۲	D	۱۲/۰	۰/۳۵	۱۷/۳	۳/۴	۰/۲۴
۱۴	Northwest China	۱۹۹۷	Jiashi	۶/۱	D	۱۸/۰	۰/۳۰	۱۹/۳	۳/۱	۰/۲۰
۱۵	Kobe, Japan	۱۹۹۵	Kakogawa	۶/۹	E	۲۶/۴	۰/۳۴	۲۷/۶	۹/۶	۰/۱۶
۱۶	Kobe, Japan	۱۹۹۵	Nishi-Akashi	۶/۹	E	۱۲/۰	۰/۵۱	۳۷/۳	۹/۵	۰/۴۶
۱۷	Tottori, Japan	۲۰۰۰	SMN002	۶/۰	E	۱۶/۶	۰/۱۸	۲۲/۰	۱۲/۰	۰/۹۸
۱۸	Loma Prieta, USA	۱۹۸۹	Redwood City	۶/۹	E	۴۸/۰	۰/۲۸	۵۳/۶	۱۲/۷	۱/۰۶
۱۹	Loma Prieta, USA	۱۹۸۹	Foster City	۶/۹	E	۴۳/۰	۰/۳۰	۳۷/۲	۱۲/۰	۰/۶۶
۲۰	Superstition Hills, USA	۱۹۸۷	EL Centro Imp.	۶/۵	E	۱۸/۲	۰/۳۶	۴۵/۰	۱۸/۱	۰/۲۲
۲۱	Westmorland, USA	۱۹۸۱	Westmorland Fire	۵/۹	E	۱۱/۰	۰/۳۷	۴۱/۰	۱۱/۰	۰/۵۹

PGA و PGD : به ترتیب بیشینه شتاب، سرعت و جابه‌جایی حرکت زمین می‌باشند.

d : کوتاه‌ترین فاصله ایستگاه تا گسل

T_0 : پریود غالب رکورد

ذکر است که R_R برای قاب‌های با پایه ثابت و انعطاف‌پذیر برابر واحد فرض می‌شود.

$$R_{\mu} = \begin{cases} R_{\mu} = 1.0 & T \leq 0.03 \text{ s} \\ R_{\mu} = \sqrt{2\mu_T - 1} & 0.12 \text{ s} \leq T \leq 0.5 \text{ s} \\ R_{\mu} = \mu_T & 1.0 \text{ s} \leq T \end{cases} \quad (1)$$

$$R = \frac{V_E}{V_s} = R_R R_{\mu} \Omega \quad (2)$$

در هر گام از تحلیل پوش‌آور وضعیت المان‌ها بررسی می‌شود و چنانچه بازتاب‌های عضو به معیارهای پذیرش مشخص شده در

با توجه به شکل (۴)، پارامترهای μ_T و Ω به ترتیب از روابط $\mu_T = \delta_u / \delta_{y,eff}$ و $\Omega = V_{max} / V$ به دست می‌آیند. کمیت V برش پایه طراحی می‌باشد که بر مبنای ضوابط آیین‌نامه ۷ ASCE (۲۰۱۰)، محاسبه شده است. با مشخص شدن مقادیر Ω و μ_T ضریب اصلاح پاسخ با توجه به معادلات (۱) و (۲) تعیین می‌شود. در معادله (۲) تقاضای نیروی لرزه‌ای الاستیک را نشان می‌دهد. همچنین، R_{μ} ، R_s و R_R به ترتیب ضرایب کاهش ناشی از اضافه مقاومت سازه‌ای، شکل‌پذیری و نامعینی سازه می‌باشند. لازم به

طور چشمگیری تحت اثر پدیده جهت‌پذیری ناشی از انتشار موج قرار می‌گیرند (Tahghighi, ۲۰۱۲). 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 (Masaeli و همکاران، ۲۰۱۵).

۵- نمودار شکنندگی

پس از تحلیل IDA و تعیین شتاب طیفی فروریزش سازه به ازای رکوردهای انتخابی، نمودار شکنندگی به دست می‌آید. این نمودار احتمال آسیب ساختمان در نتیجه زلزله را برحسب شاخص حرکت زمین $Sa(T1, 5\%)$ بیان می‌کند. یک نقطه تصادفی روی منحنی شکنندگی احتمال شرطی را نشان می‌دهد، که خسارت حاصل از زلزله با شدت خاصی از حالت خسارت معلوم، بیشتر می‌گردد (Farzam و همکاران، ۲۰۱۶).

برای به دست آوردن نمودار شکنندگی فروریزش، منحنی‌های IDA به صورت تابع توزیع احتمالاتی لوگ نرمال فرض شده‌اند (Cornell و Shome, ۱۹۹۹). توزیع احتمال لوگ نرمال به صورت یک توزیع پیوسته از توزیع نرمال بر روی متغیرهای لگاریتمی توسط رابطه (۳) تعریف می‌شود.

$$f(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (3)$$

با استفاده از انتگرال تابع توزیع احتمال، تابع توزیع تجمعی به صورت رابطه (۴) تعریف می‌شود.

$$p = F(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^x \frac{1}{t} e^{-\frac{(\ln t - \mu)^2}{2\sigma^2}} dt \quad (4)$$

در نهایت، با انجام محاسبات ریاضی، تابع توزیع تجمعی به صورت احتمال تجمعی رخداد آسیب بزرگ‌تر یا مساوی از سطح آسیب مورد نظر به کمک رابطه (۵) بیان می‌شود.

$$P(\text{collapse} | IM) = F(x; \mu, \sigma) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - \mu_{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}\right) \quad (5)$$

که در این رابطه، x شتاب طیفی در پیوند اول سازه، μ میانگین احتمال فروریزش سازه و σ انحراف از معیار احتمال فروریزش سازه می‌باشد.

۶- نتایج تحلیل و بحث

شالوده و ساختمان‌های طراحی شده در بخش دو، بر روی فنرهای جایگزین خاک قرار گرفته و تحلیل می‌گردند. تحلیل مدل‌ها به روش‌های معرفی شده در بخش چهارم و به دو صورت پایه ثابت و پایه انعطاف‌پذیر انجام می‌شود. در ادامه، عملکرد مدل‌ها بر اساس نتایج تحلیل مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد.

آیین‌نامه برسد، سطح عملکرد مربوط ثبت می‌شود. با رسیدن حداقل یکی از اعضای سازه به هر یک از سطوح عملکرد، فرض می‌شود که سیستم سازه به آن سطح عملکرد رسیده است. بدین ترتیب، سطوح عملکرد IO، LS و CP تعیین شده و بر روی منحنی‌های پوش‌آور به تفکیک برای هر قاب ترسیم می‌شود. با توجه به طراحی قاب‌ها بر اساس ضوابط شکل‌پذیری آیین‌نامه ۷ ASCE و در نظر داشتن مفهوم طراحی ستون قوی و تیر ضعیف، المان‌های تیر زودتر از المان‌های ستون به سطح عملکرد مدنظر می‌رسند. به عبارت دیگر، ستون‌ها نسبت به تیرها کمتر در معرض تشکیل مفصل پلاستیک قرار می‌گیرند.

۴-۲- تحلیل دینامیکی افزایشی

IDA یک روش تحلیل فزاینده می‌باشد که با استفاده از چندین تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی جهت بررسی دقیق‌تر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها رواج یافته است. در این روش، سازه تحت شتابنگاشت‌های مقیاس شده قرار می‌گیرد و این روند تا جایی ادامه پیدا می‌کند که در اثر اعمال رکورد تقویت شده مفاصل پلاستیک در سازه تشکیل و گسترش یافته تا در نهایت به تخریب آن منجر گردد. بدین ترتیب، مراحل مختلف شامل رفتار الاستیک، الاستوپلاستیک تا رفتار پلاستیک سازه تحت اثر بارهای دینامیکی بر روی منحنی IDA قابل ترسیم است.

در روش تحلیل دینامیکی افزایشی از دو کمیت اساسی تحت عنوان اندازه شدت (IM^r) و اندازه خسارت (DM^r) برای ارائه منحنی‌های IDA استفاده می‌گردد. کمیت‌هایی نظیر بیشینه شتاب زمین لرزه (PGA) و شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب اصلی سازه با میرائی ۵٪ ($Sa(T1, 5\%)$) برای بیان اندازه شدت زلزله‌های انتخابی پیشنهاد شده است (Cornell و Vamvatsikos, ۲۰۰۲؛ Tameh و Tahghighi, ۲۰۱۷). Vamvatsikos و Cornell (۲۰۰۲)، نشان دادند که چون PGA فقط نماینده تحریک ورودی به سازه است نمی‌تواند معیار مناسبی برای IM باشد. از طرف دیگر، اندازه خسارت کمیت قابل مشاهده‌ای است که از نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی به دست می‌آید. این کمیت می‌تواند بیشینه دررفت بام، بیشینه دررفت بین طبقه‌ای، بیشینه چرخش مفاصل پلاستیک، شاخص خسارت پارک-انگ و غیره باشد. بر این اساس، در تحقیق حاضر شتاب طیفی متناظر با مود اصلی سازه ($Sa(T1, 5\%)$) و بیشینه دررفت میان طبقه به ترتیب به عنوان اندازه شدت و اندازه خسارت برای ترسیم منحنی‌های IDA به کار گرفته شده‌اند.

شایان ذکر است که تأثیر رکوردهای حوزه نزدیک گسل ($d < 10$ KM) بر نتایج تحلیل می‌تواند یک موضوع جالب برای تحقیقات بیشتر در این زمینه باشد. رکوردهای حوزه نزدیک به

۶-۱- زمان تناوب

و معادل واحد است. اما با افزایش نرمی خاک و ارتفاع مدل این نسبت نرخ کاهشی دارد، کاهش ضریب اضافه مقاومت به دلیل کاهش حداکثر برش پایه در حالت پایه منعطف می‌باشد. به عنوان نمونه، نسبت Ω در مدل ۱۶ طبقه از مقدار ۱ در خاک نوع C به مقدار ۰/۹۶ در خاک نوع E رسیده است. در شکل (۶-ب) مقادیر نسبت شکل پذیری μ_T نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود اندرکنش خاک-پی-سازه باعث افزایش نسبت μ_T در مدل ۱۲ و ۱۶ طبقه واقع بر خاک نوع E می‌شود و در سایر موارد تأثیر چندانی ندارد. دلیل این افزایش در نسبت شکل پذیری، افزایش بیشتر تغییر مکان هدف نسبت به سایر مدل‌ها در پایه منعطف می‌باشد.

پس از محاسبه ضرایب اضافه مقاومت و شکل پذیری، ضریب اصلاح پاسخ R تعیین می‌شود. چنان که در شکل (۷) قابل مشاهده می‌باشد ضریب R در مدل‌های مورد مطالعه در حالت با اندرکنش نسبت به پایه ثابت، تفاوت محسوسی را نشان نمی‌دهد. هرچند نسبت ضریب اصلاح پاسخ با نرم‌تر شدن خاک در قاب‌های کوتاه مرتبه (۴ و ۸ طبقه) روند کاهشی و در قاب‌های بلند مرتبه (۱۲ و ۱۶ طبقه) روند افزایشی دارد.

۶-۳- سطوح عملکرد

معیارهای پاسخ به دو دسته شامل معیارهای پذیرش کلی ساختمان و معیارهای پذیرش اعضا تقسیم می‌شوند. در تحقیق حاضر، طبق توصیه آیین‌نامه‌های موجود، کنترل تغییر مکان نسبی طبقات سازه به عنوان معیار پذیرش کلی ساختمان و کنترل چرخش پلاستیک انتهای اعضا (برای اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل) به عنوان معیار پذیرش عضو به کار می‌روند. سطوح عملکرد بر اساس وضعیت مفاصل پلاستیک در تیرها به دست می‌آید. سطوح عملکرد IO، LS و CP برای تیرها با توجه به آیین‌نامه FEMA 356 (۲۰۰۰)، تعیین می‌شود. برای تعیین این که آیا ساختمان به سطح عملکرد مورد نظر می‌رسد یا خیر، کمیت‌های پاسخ سازه حاصل از تحلیل سازه، با محدودیت‌های مربوط به سطوح عملکردی مقایسه می‌شوند. سپس، نقاط عملکرد قاب‌های خمشی برآورد می‌شود. این نتایج در شکل (۸) برای قاب‌های واقع بر خاک نوع E نشان داده شده است. با توجه به شکل، عملکرد لرزه‌ای ساختمان در حالت پایه انعطاف‌پذیر بهبود یافته است. به عبارتی، یک سطح عملکرد خاص با به کارگیری یک تغییر مکان بزرگ‌تر در حالت پایه انعطاف‌پذیر در مقایسه با پایه ثابت به دست می‌آید. همچنین مشاهده می‌شود که با افزایش ارتفاع ساختمان سطوح عملکرد پایه منعطف نسبت به حالت پایه ثابت بهبود بیشتری داشته است. به علاوه، با توجه به نتایج به دست آمده، با نرم‌تر شدن خاک زیر پی ساختمان، سطوح عملکرد سازه از بهبود بیشتری برخوردار می‌باشد.

زمان تناوب ارتعاش سیستم خاک-شالوده-سازه به عواملی همچون نسبت سختی سازه به خاک، نوع و مشخصات شالوده بستگی دارد. تعداد مودهای در نظر گرفته شده در تحلیل مقدار ویژه برابر سه می‌باشد که به دلیل اهمیت مود اول در مدل‌های مفروض، نتایج مربوط به این مود در جدول (۷) ارائه شده است. با توجه به جدول، افزایش دوره تناوب در تمام مدل‌ها در حالت با اندرکنش نسبت به حالت بدون اندرکنش مشاهده می‌شود که این موضوع به سبب افزایش تعداد درجات آزادی و همچنین کاهش سختی روسازه قابل پیش‌بینی است. به علاوه، با نرم‌تر شدن خاک و افزایش ارتفاع قاب، نرخ افزایش زمان تناوب سازه تشدید می‌شود. اگر چه در نظر گرفتن رفتار غیر خطی خاک، منجر به افزایش زمان تناوب ناچیزی در تمام مدل‌ها شده است. با این وجود، همان‌طور که بعداً توضیح داده می‌شود، اندرکنش خاک و سازه نقش مهمی را در تغییر تقاضاهای لرزه‌ای و عملکرد ساختمان‌ها ایفا می‌کند.

جدول ۷- زمان تناوب اصلی قاب‌ها با شرایط پایه مختلف

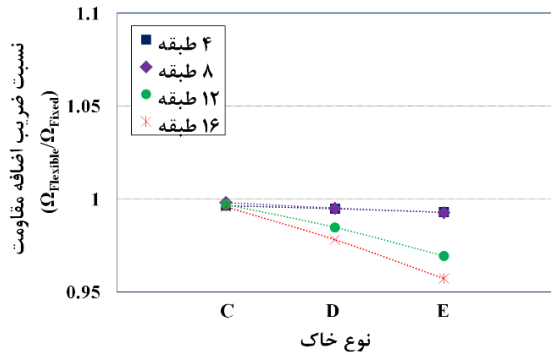
(ثابته)

تعداد طبقات	پایه ثابت	پایه انعطاف‌پذیر		
		خاک C	خاک D	خاک E
۴	۱/۳۹۴	۱/۴۰۳	۱/۴۲۶	۱/۴۴۸
۸	۲/۱۹۰	۲/۲۰۶	۲/۲۳۲	۲/۲۴۵
۱۲	۲/۴۹۳	۲/۵۱۴	۲/۵۶۰	۲/۶۳۱
۱۶	۲/۶۰۷	۲/۶۳۸	۲/۷۰۶	۲/۷۷۴

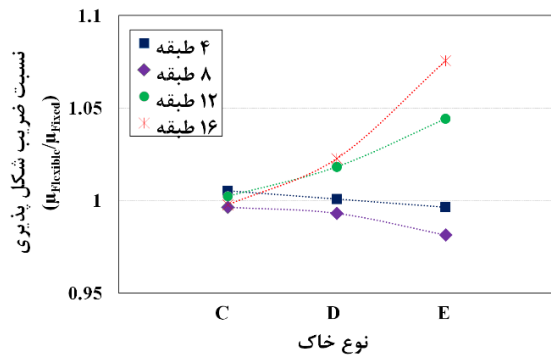
۶-۲- ضریب اصلاح پاسخ

با محاسبه پارامترهای معرفی شده در بخش ۴-۱، منحنی‌های پوش‌آور قابل ترسیم است. شکل (۵) منحنی ظرفیت و منحنی دو خطی ساده شده نیرو- تغییر مکان را برای قاب‌های ۴ و ۱۶ طبقه نشان می‌دهد. با توجه به شکل‌ها، اندرکنش خاک-پی-سازه باعث کاهش سختی اولیه تمام قاب‌ها می‌شود. این نتیجه به دلیل نرم شدن سیستم نسبت به حالت پایه ثابت قابل پیش‌بینی می‌باشد. قابل ذکر است که قاب‌های کوتاه مرتبه اثرپذیری کمتری از پدیده اندرکنش نسبت به قاب‌های بلند مرتبه از خود بروز داده‌اند. همچنین، اندرکنش خاک و سازه باعث افزایش تغییر مکان هدف در همه مدل‌ها شده است؛ این افزایش با نرم‌تر شدن خاک و افزایش تعداد طبقات تشدید می‌شود و ساختمان‌ها در نسبت جابه‌جایی بیشتری دچار فروریزش شده‌اند.

شکل (۶-الف) مقادیر نسبت ضریب اضافه مقاومت Ω برای قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه بر روی انواع خاک را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود در خاک نوع C (خاک سخت) نسبت Ω در حالت پایه منعطف به پایه ثابت در تمام مدل‌ها تقریباً برابر

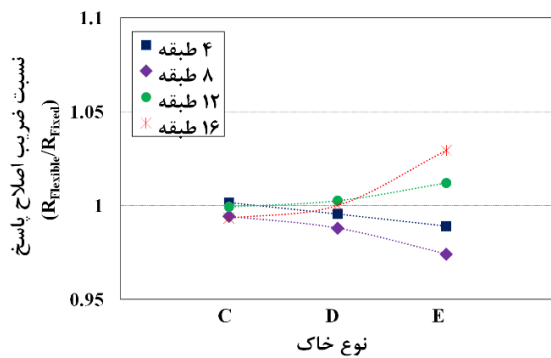


(الف)



(ب)

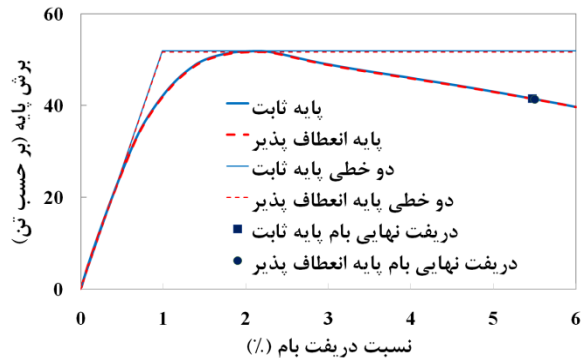
شکل ۶- نسبت پارامترهای طراحی لرزه‌ای پایه منعطف به پایه ثابت: (الف) ضریب اضافه مقاومت، (ب) ضریب شکل پذیری



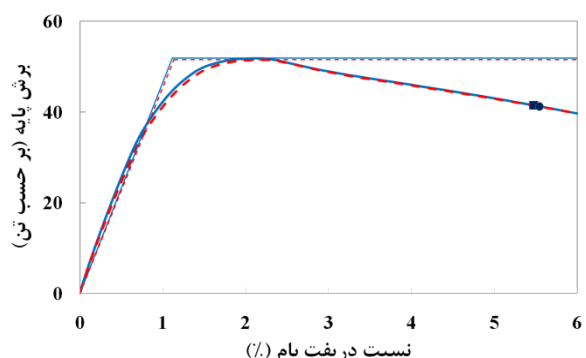
شکل ۷- نسبت ضریب اصلاح پاسخ مدل پایه منعطف به پایه ثابت

۴-۶- جابه‌جایی نسبی طبقات

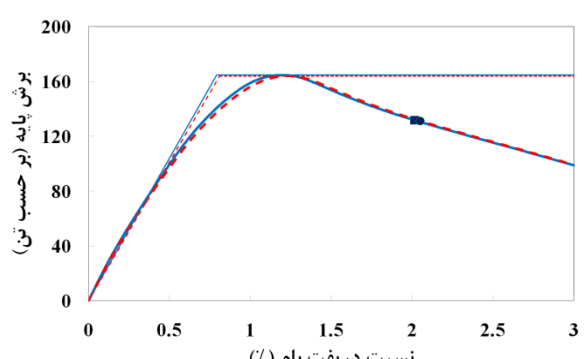
مطالعه دررفت طبقات یک نمای کلی از انرژی لرزه‌ای جذب شده در قالب انرژی کرنشی را فراهم می‌کند. شکل (۹) مقادیر بیشینه نسبی دررفت طبقات برای ساختمان‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه واقع بر خاک‌های نوع C، D و E را نمایش می‌دهد. در ارائه نتایج، به جهت اختصار، از مقدار میانگین نسبت دررفت حاصل از کلیه رکوردهای مربوط به هر نوع خاک در هر مدل استفاده شده است. مشاهده می‌شود که اندرکنش خاک و سازه باعث افزایش قابل توجه دررفت در تراز سقف اول در همه مدل‌ها می‌شود. این افزایش با نرم‌تر شدن خاک و نیز افزایش طبقات ساختمان تشدید



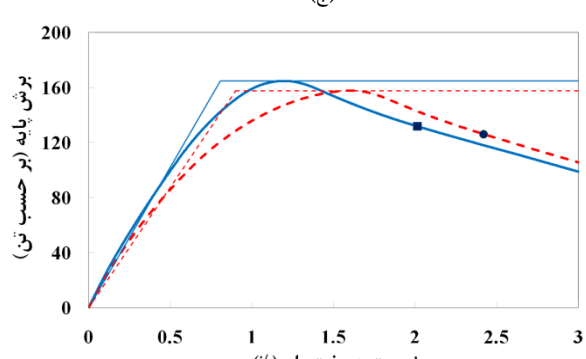
(الف)



(ب)

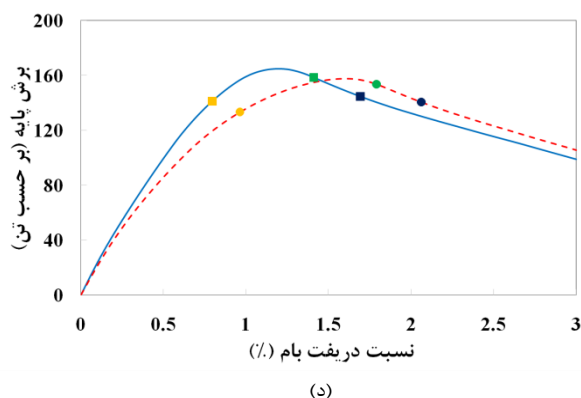
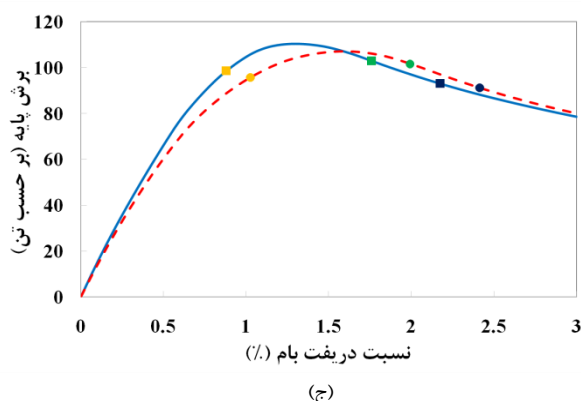
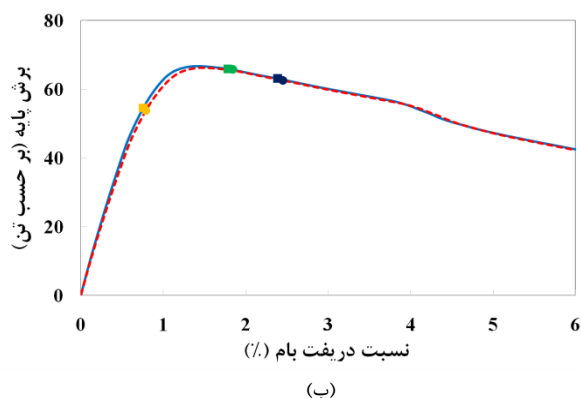
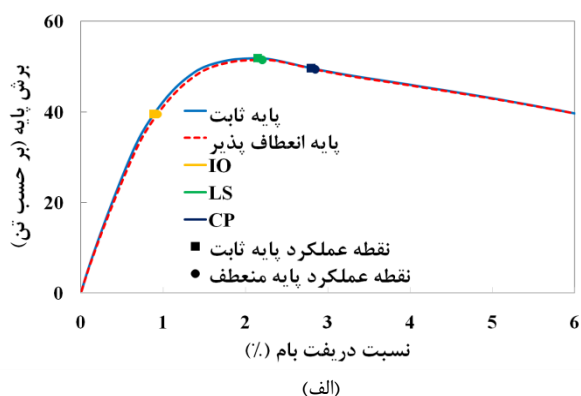


(ج)



(د)

شکل ۵- منحنی ظرفیت و منحنی دوخطی برای دو حالت پایه ثابت و انعطاف پذیر: (الف) قاب ۴ طبقه روی خاک C، (ب) قاب ۴ طبقه روی خاک E، (ج) قاب ۱۶ طبقه روی خاک C، (د) قاب ۱۶ طبقه روی خاک E



شکل ۸- عملکرد ساختمان‌های مورد مطالعه واقع بر خاک نوع E: (الف) قاب ۴ طبقه، (ب) قاب ۸ طبقه، (ج) قاب ۱۲ طبقه، (د) قاب ۱۶ طبقه

می‌شود. لازم به ذکر است که در مدل‌های ۴ و ۸ طبقه دریافت طبقات بالای تراز سقف اول تقریباً برابر واحد می‌باشد ولی در مدل‌های ۱۲ و ۱۶ طبقه بعد از تراز سقف اول افزایش دریافت روند نزولی دارد در حالی که در تراز بام با افزایش قابل توجه دریافت همراه است. بیشترین نرخ افزایش دریافت در تراز بام مدل ۱۶ طبقه واقع بر خاک نوع E رخ داده است که مقدار آن برابر ۷۸ درصد می‌باشد.

۵-۶- منحنی‌های IDA

پس از انجام تحلیل‌های IDA، منحنی‌های دینامیکی فزاینده برای ۲۱ رکوردی که در بخش ۳ معرفی گردید، ترسیم شده‌اند. منحنی‌های IDA برای کلیه مدل‌های ساختمانی در حالت پایه ثابت توسط شکل (۱۰) نمایش داده شده است. مشاهده می‌شود که با افزایش ارتفاع، قاب‌ها در میزان دریافت و شتاب طیفی کمتری به نقطه فروریزش می‌رسند. به عبارت دیگر، قاب‌های بلندتر سریع‌تر وارد ناحیه غیرخطی شده و دارای ظرفیت کمتری می‌باشند.

برای ساده‌تر کردن مقایسه، مقادیر عددی سطوح عملکرد توسط چندک ۵۰٪ (میان آماری) در نظر گرفته می‌شود (Cornell و Vamvatsikos, ۲۰۰۲). بر این اساس، شکل (۱۱) مقادیر میانه منحنی‌های IDA مدل قاب ۴ طبقه را در دو حالت پایه ثابت و پایه منعطف نشان می‌دهد. همان‌طور که در این شکل ملاحظه می‌شود، به ازای یک شتاب طیفی مفروض، بیشینه نسبت دریافت درون طبقه از حالت پایه ثابت به پایه منعطف افزایش می‌یابد که شدت این افزایش با نرم‌تر شدن خاک بیشتر می‌شود.

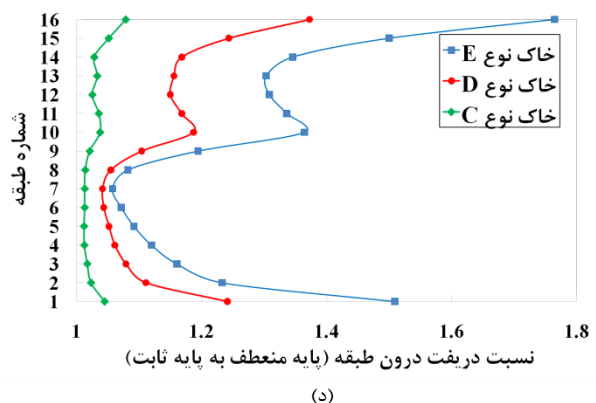
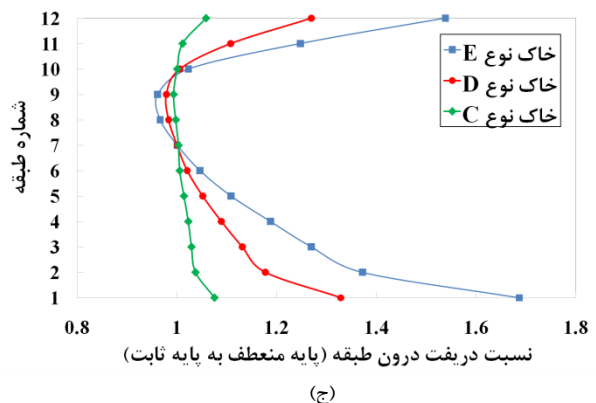
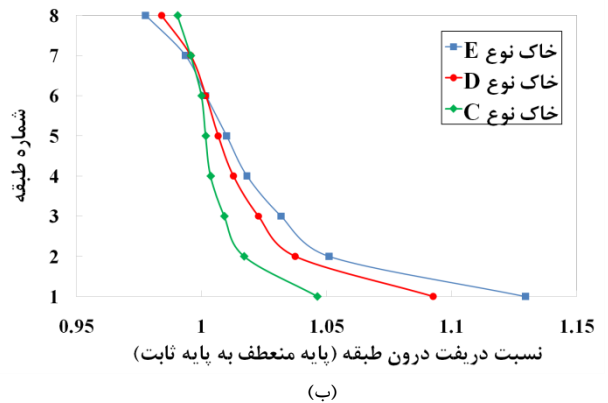
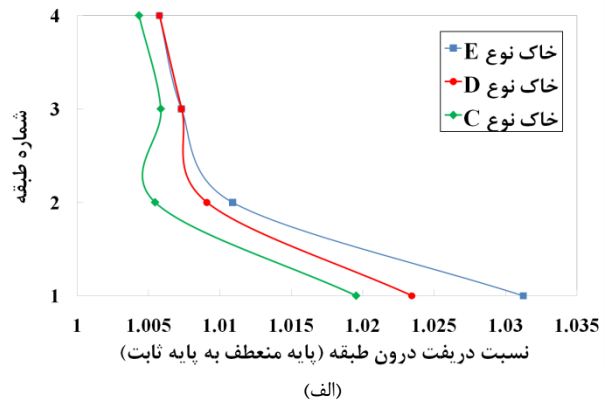
یکی از نکات مهم که در بررسی سطوح عملکرد سازه‌ها از اهمیت فراوانی برخوردار می‌باشد، حد فروریزش است. محققین تفسیرهای گوناگونی از فروریزش انواع سازه‌ها ارائه کرده‌اند. در این مقاله، دو حالت برای فروریزش سازه‌های بتنی تعریف شده است. در حالت اول، حد فروریزش سازه به وسیله شتاب طیفی که در آن دریافت میان طبقه با افزایش شدت زلزله به مقدار کم بدون حد افزایش پیدا می‌کند مشخص می‌شود. اثر این پدیده در منحنی IDA به صورت صاف شدن نمودار مشخص می‌شود. در حالت دوم، فروریزش سازه توسط معیارهای خسارت DM در نمودار IDA مشخص می‌شود. همان‌طور که قبلاً بیان شد، در این مقاله از بیشینه دریافت میان طبقه به عنوان معیار خسارت استفاده می‌شود به طوری که افزایش بیش از حد آن سبب فروریزش سازه خواهد شد. در این حالت، ظرفیت فروریزش سازه در نقطه‌ای که دریافت میان طبقه به ۱۵ تا ۱۸ درصد برسد، در نظر گرفته شده است (Deierlein و Haselton, ۲۰۰۷).

۶-۶- منحنی‌های شکنندگی

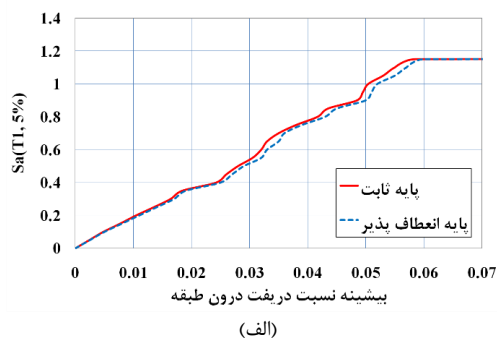
با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌های IDA، نمودارهای شکنندگی بر اساس روابط معرفی شده در بخش ۵ به دست می‌آید. نمودارهای شکنندگی برای کلیه مدل‌ها با فرض پایه انعطاف‌پذیر، بالاتر از نمودار پایه ثابت قرار دارند. این موضوع در وهله اول بیانگر اثر منفی اندرکنش خاک و سازه در رفتار فروریزش قاب‌ها می‌باشد. همان‌طور که قبلاً مطرح شد در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه سبب افزایش زمان تناوب اصلی سازه می‌شود. از طرف دیگر، بر اساس شکل طیف طرح آیین‌نامه‌ها، افزایش زمان تناوب سبب کاهش میزان شتاب طیفی برای سازه با پایه انعطاف‌پذیر می‌شود. قابل ذکر است که شتاب طیفی فروریزش هر قاب بر مبنای زمان تناوب اصلی همان قاب در دو حالت پایه ثابت و پایه انعطاف‌پذیر تعریف می‌شود که در نتیجه، این شتاب‌های طیفی یکسان نیستند. بنابر این، ابتدا شتاب‌های طیفی فروریزش متناظر با شرایط پایه ثابت و پایه انعطاف‌پذیر تعیین شده و سپس نمودارهای شکنندگی با استفاده از شتاب طیفی فروریزش اصلاح شده مقایسه می‌گردند.

به منظور اصلاح شتاب‌های طیفی فروریزش، به عنوان نمونه نمودار نقاط فروریزش مربوط به مدل قاب ۴ طبقه با پایه ثابت و پایه انعطاف‌پذیر در شکل (۱۲-الف) ترسیم شده است. این نمودار در واقع ارتباط بین شتاب طیفی فروریزش مدل مذکور با شرایط پایه مختلف را نشان می‌دهد. محور افقی x و محور عمودی y در شکل به ترتیب نشان‌دهنده شتاب طیفی فروریزش مدل با پایه ثابت و پایه انعطاف‌پذیر است. شیب منحنی برازش شده بر این نقاط ارتباط بین شتاب‌های طیفی مدنظر را بیان می‌کند. با توجه به این که قاب با پایه ثابت در شتاب طیفی بیشتری نسبت به پایه انعطاف‌پذیر به حد فروریزش رسیده است، بنابر این شیب منحنی برازش شده بر این نقاط همواره از یک کوچک‌تر است.

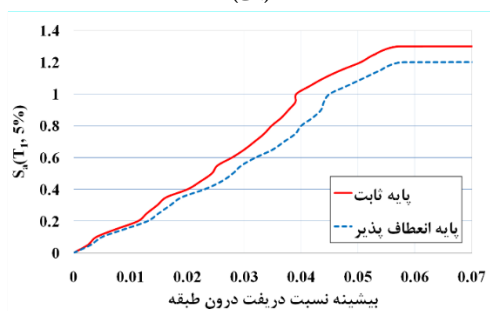
با تعیین رابطه برازش بین شتاب‌های طیفی فروریزش در دو حالت پایه مختلف، کلیه این شتاب‌ها در نسبت معکوس شیب خط برازش ضرب می‌شوند تا شتاب‌های طیفی فروریزش در مدل با پایه انعطاف‌پذیر اصلاح گردد. با اصلاح شتاب‌های فروریزش، منحنی شکنندگی اصلاح شده برای پایه انعطاف‌پذیر بدست می‌آید (شکل ۱۲-ب)). مشاهده می‌شود که در تمام حالات این منحنی-ها پایین‌تر از منحنی‌های شکنندگی مدل پایه ثابت قرار می‌گیرد. مقایسه بین این دو منحنی شکنندگی فروریزش در شتاب طیفی اصلاح شده، نشان دهنده کاهش احتمال فروریزش برای قاب‌های قرارگرفته بر روی تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر می‌باشد. این نتیجه اثر مثبت اندرکنش خاک و سازه بر رفتار فروریزش قاب‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد.



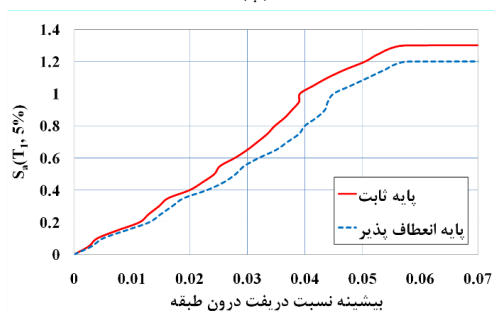
شکل ۹- میانگین نسبت دررفت درون طبقه پایه منعطف به پایه ثابت: الف) قاب ۴ طبقه، ب) قاب ۸ طبقه، ج) قاب ۱۲ طبقه، د) قاب ۱۶ طبقه



(الف)



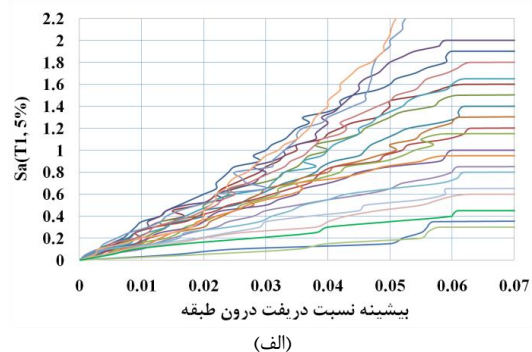
(ب)



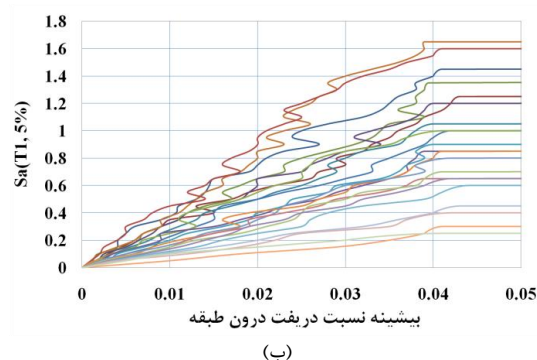
(ج)

شکل ۱۱- مقادیر میانه منحنی‌های IDA برای قاب ۴ طبقه واقع بر خاک: الف) C، ب) D، ج) E

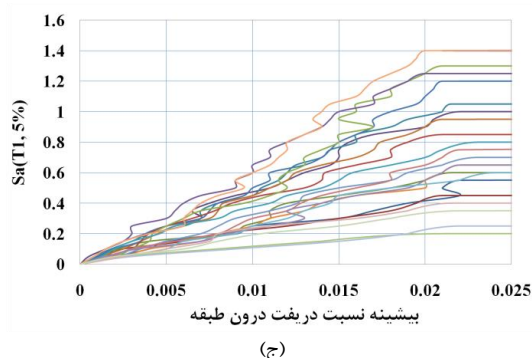
منحنی‌های شکنندگی میانه برای قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه واقع بر انواع خاک در سه وضعیت پایه ثابت، پایه انعطاف‌پذیر و پایه انعطاف‌پذیر اصلاح شده در شکل‌های (۱۳) تا (۱۶) با یکدیگر مقایسه شده‌اند. با توجه به شکل‌ها می‌توان نتیجه گرفت که اندرکنش خاک و سازه احتمال فروریزش قاب‌های مورد مطالعه را، بر حسب شتاب طیفی اصلاح شده، کاهش می‌دهد. همچنین با بررسی نمودارهای شکنندگی مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد طبقات قاب، شتاب طیفی فروریزش کاهش یافته است هر چند تفاوت چندانی در روند تغییر منحنی‌های شکنندگی از پایه ثابت به پایه انعطاف‌پذیر ایجاد نشده است. به علاوه، با تغییر نوع خاک از C به E، تفاوت بین منحنی‌های شکنندگی در دو حالت پایه ثابت و پایه انعطاف‌پذیر در تمام قاب‌ها بیشتر شده است که این موضوع بیانگر تأثیر بیشتر اندرکنش در فروریزش سازه‌های مستقر بر خاک‌های نرم می‌باشد.



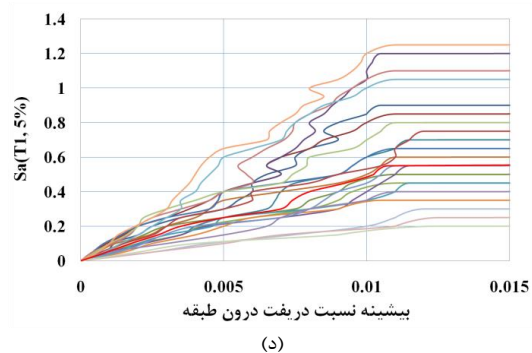
(الف)



(ب)



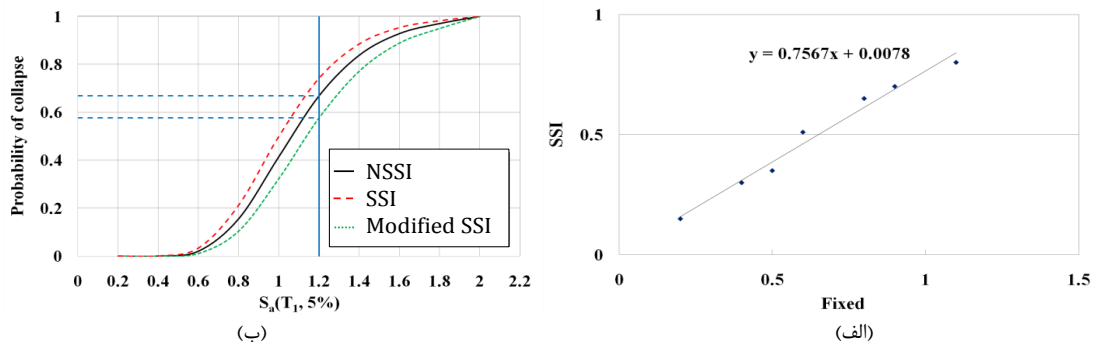
(ج)



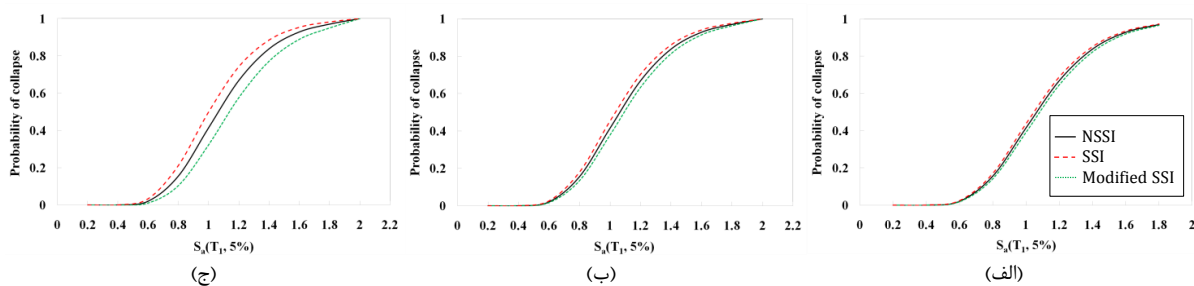
(د)

شکل ۱۰- منحنی‌های IDA با فرض پایه ثابت: الف) قاب ۴ طبقه، ب) قاب ۸ طبقه، ج) قاب ۱۲ طبقه، د) قاب ۱۶ طبقه

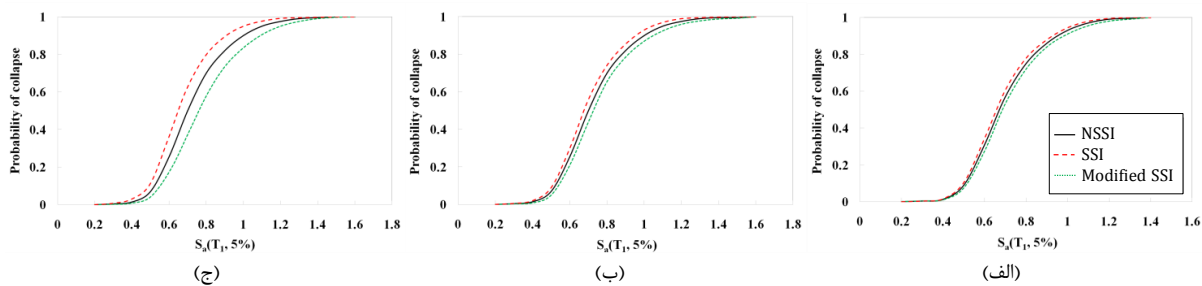
در این روش با معلوم بودن زمان تناوب اصلی در مدل پایه ثابت، می‌توان احتمال فروریزش مدل با پایه انعطاف‌پذیر را از روی منحنی شکنندگی اصلاح شده به دست آورد. این روند در شکل (۱۲-ب) توسط خط مستقیم قائم بر روی منحنی شکنندگی انعطاف‌پذیر اصلاح شده نشان داده شده است. با توجه به شکل، اندرکنش خاک و سازه سبب کاهش احتمال فروریزش قاب می‌شود یا به عبارت دیگر، دارای تأثیر مثبت می‌باشد.



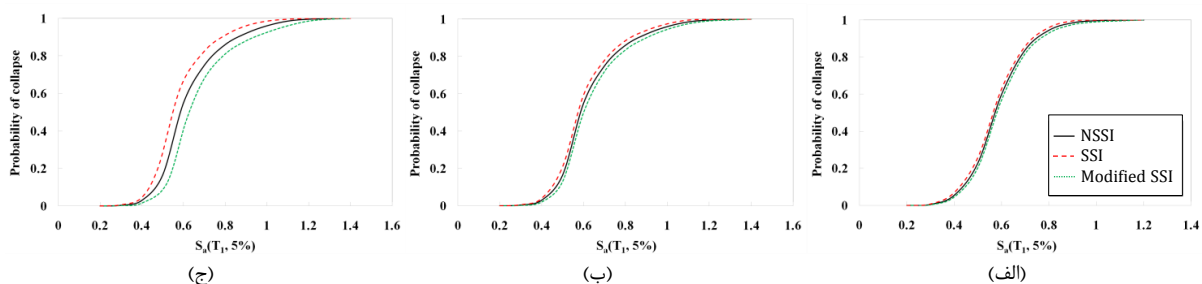
شکل ۱۲- الف) برازش شتاب طیفی، ب) احتمال فروریزش در شتاب طیفی یکسان برای قاب ۴ طبقه با پایه ثابت و پایه انعطاف پذیر اصلاح شده



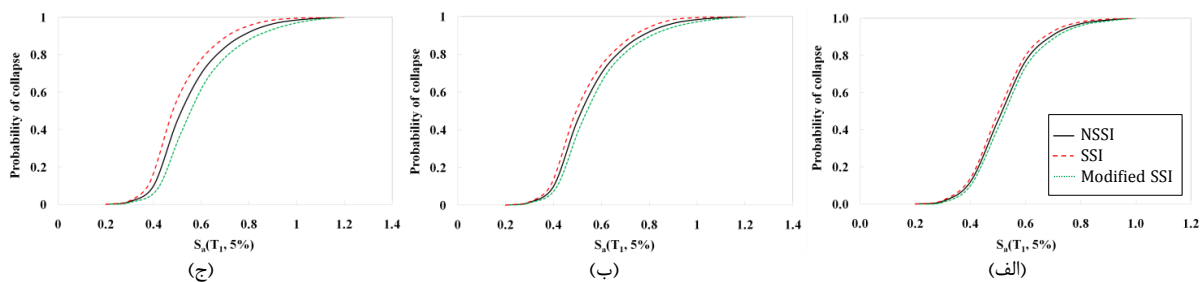
شکل ۱۳- منحنی‌های شکنندگی میانه قاب ۴ طبقه واقع بر: الف) خاک C، ب) خاک D، ج) خاک E



شکل ۱۴- منحنی‌های شکنندگی میانه قاب ۸ طبقه واقع بر: الف) خاک C، ب) خاک D، ج) خاک E



شکل ۱۵- منحنی‌های شکنندگی میانه قاب ۱۲ طبقه واقع بر: الف) خاک C، ب) خاک D، ج) خاک E



شکل ۱۶- منحنی‌های شکنندگی میانه قاب ۱۶ طبقه واقع بر: الف) خاک C، ب) خاک D، ج) خاک E

خاک و نیز افزایش طبقات به جز مدل ۱۶ طبقه تشدید می‌شود. در مدل‌های ۴ و ۸ طبقه دررفت میان طبقه بالاتر از تراز سقف اول تقریباً برابر واحد گردید، ولی مدل‌های ۱۲ و ۱۶ طبقه در ترازهای طبقات بالا با افزایش قابل توجه دررفت همراه می‌باشند. ۴- با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، به خصوص با افزایش تعداد طبقات و با نرم‌تر شدن خاک، قاب‌ها در دررفت و شتاب طیفی کمتری به نقطه فروریزش رسیدند.

۵- در منحنی‌های شکنندگی، لحاظ کردن اندرکنش سبب کاهش شتاب طیفی میانه گردید. این کاهش در نگاه اول، افزایش احتمال فروریزش سازه با پایه انعطاف‌پذیر در مقایسه با پایه گیردار را نشان می‌دهد. لیکن با اصلاح منحنی شکنندگی، احتمال فروریزش برای کلیه قاب‌های واقع بر پی منعطف کاهش یافت. همچنین، با نرم‌تر شدن خاک و افزایش تعداد طبقات ساختمان، اثر اندرکنش بر روی نمودارهای شکنندگی بیشتر گردید.

۸- تشکر و قدردانی

نویسندگان بر خود لازم می‌دانند از نقطه نظرات سازنده و مفید داوران تشکر و قدردانی نمایند.

۸- مراجع

- ACI 318, "Building code requirements for reinforced concrete and commentary", ACI318-11, American Concrete Institute, Detroit, USA, 2011.
- Arbabi M, Tahghighi H, "Evaluation of soil-structure interaction effects using seismic codes", Proceedings of the seventh international conference on Seismology and Earthquake Engineering, SEE7, Tehran, Iran, 2015.
- ASCE 41, "Seismic rehabilitation of existing buildings", ASCE/SEI 41, American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, Reston, VA, USA, 2013.
- ASCE 7, "Minimum design loads for buildings and other structures", ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineers/ Structural Engineering Institute, Reston, VA, USA, 2010.
- ATC 40, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", Applied Technology Council, Seismic Safety Commission, CA, USA, 1996.
- Farzam M, Barghian M, Arghavani Khah B, "Developing fragility curves for precast concrete structures", Journal of Civil and Environmental Engineering, 2016, 46 (3), 51-61 (in Persian).
- Fatahi B, Tabatabaiefar S, "Fully nonlinear versus equivalent linear computation method for seismic analysis of midrise buildings on soft soils", International Journal of Geomechanics, 2014, 14 (4), 1-15.
- FEMA 356, "Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings", Prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal

جدول (۸) اثر اندرکنش خاک و سازه بر ظرفیت فروریزش قاب‌های مورد مطالعه را بر حسب شتاب طیفی میانه (شتاب طیفی با احتمال وقوع ۵۰ درصد) نشان می‌دهد. نتایج جدول حاکی از کاهش شتاب طیفی میانه برای مدل‌های با پایه انعطاف‌پذیر نسبت به پایه ثابت است. همچنین، مشاهده می‌شود که با نرم‌تر شدن خاک و افزایش ارتفاع قاب، میزان اختلاف شتاب طیفی میانه بین دو حالت پایه گیردار و پایه منعطف بیشتر شده است.

جدول ۸- ظرفیت میانه فروریزش قاب‌ها با و بدون تأثیر

اندرکنش		شتاب طیفی میانه پایه ثابت (g)	شتاب طیفی میانه پایه منعطف (g)	درصد اختلاف	تعداد طبقه	نوع زمین
		۱/۱۵۲	۱/۱۱۷	-۳٪		C
		۱/۲۰۶	۱/۱۴۵	-۵٪	۴	D
		۱/۲۱۳	۱/۰۵۵	-۱۳٪		E
		۰/۷۵۴	۰/۷۲۴	-۴٪		C
		۰/۷۹۶	۰/۷۴۸	-۶٪	۸	D
		۰/۸۰۷	۰/۶۹۴	-۱۴٪		E
		۰/۵۶۷	۰/۵۴۴	-۴٪		C
		۰/۵۸۹	۰/۵۴۷	-۷٪	۱۲	D
		۰/۶۰۳	۰/۵۶۷	-۱۶٪		E
		۰/۴۴۹	۰/۴۳۱	-۴٪		C
		۰/۴۷۸	۰/۴۴۴	-۷٪	۱۶	D
		۰/۴۹۱	۰/۴۰۷	-۱۷٪		E

۷- نتیجه‌گیری

در این نوشتار، به عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن مسلح ویژه با در نظر گرفتن تأثیر اندرکنش خاک-پی-سازه، بر مبنای مدل غیر خطی وینکلر، BNWF، پرداخته شد. مدل‌های ساختمانی کوتاه تا بلند مرتبه واقع بر خاک‌های نرم تا سخت با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیر خطی و تحلیل دینامیکی افزایشی مورد ارزیابی قرار گرفتند. برخی از نتایج به دست آمده عبارت است از:

۱- زمان تناوب اصلی ساختمان‌ها تحت اثر اندرکنش خاک و سازه در تمام مدل‌ها افزایش یافت. البته نرخ این افزایش با افزایش ارتفاع ساختمان و با نرم‌تر شدن خاک زیر پی بیشتر گردید.

۲- ضریب اصلاح پاسخ R در مدل‌های با اندرکنش نسبت به حالت بدون اندرکنش تفاوت محسوسی را نشان نمی‌دهد. با این وجود، ضریب R با نرم‌تر شدن خاک در قاب‌های کوتاه مرتبه روند کاهشی و در قاب‌های بلند مرتبه روند افزایشی دارد.

۳- اندرکنش خاک و سازه در تراز سقف اول سبب افزایش قابل توجه در دررفت طبقه گردید، این افزایش با نرم‌تر شدن

- Raychowdhury P, "Effect of soil parameter uncertainty on seismic demand of low-rise steel buildings on dense silty sand", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2009, 29 (10), 1367-1378.
- Raychowdhury P, "Seismic response of low-rise steel moment-resisting frame (SMRF) buildings incorporating nonlinear soil-structure interaction (SSI)", *Engineering Structures*, 2011, 33, 958-967.
- Shome N, Cornell A, "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures", Report No, RMS 35, Dept of Civil Engineering, Stanford University, USA, 1999.
- Tabatabaiefar SHR, Massumi A, "A simplified method to determine seismic responses of reinforced concrete moment resisting building frames under influence of soil-structure interaction", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2010, 30, 1259-1267.
- Tabatabaiefar SHR, Fatahi B, Samali B, "Seismic behavior of building frames considering dynamic soil-structure interaction", *International Journal of Geomechanics*, 2013, 13 (4), 409-420.
- Tahghighi H, "Rational incorporation of non-linear soil-pile interaction effects in seismic design", PhD thesis. University of Tokyo, Tokyo, Japan, 2005.
- Tahghighi H, "Simulation of strong ground motion using the stochastic method: Application and validation for near-fault region", *Journal of Earthquake Engineering*, 2012, 16, 1230-1247.
- Tahghighi H, Rabiee M, "Nonlinear soil-structure interaction effects on building frames: A discussion on the seismic codes", *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 2015, 17 (1), 219-229.
- Tahghighi H, Rabiee M, "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*, 2017, 24 (3), 979-992.
- Tameh MR, Tahghighi H, "Approximate nonlinear seismic evaluation of frame buildings by static and dynamic analysis methods and comparison with the exact solutions", *Modares Civil Engineering Journal*, 2017, 17 (4), 101-111 (in Persian).
- Terzaghi K, "Theoretical Soil Mechanics", J. Wiley, New York, USA, 1943.
- Vamvatsikos D, Cornell CA, "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2002, 31 (3), 491-514.
- Vamvatsikos D, Fragiadakis M, "Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2009, 39 (2), 141-163.
- Emergency Management Agency, Washington DC, USA, 2000.
- FEMA P695, "Quantification of building seismic performance factors", Prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA, 2009.
- Gajan S, Raychowdhury P, Hutchinson TC, Kutter BL, Stewart JP, "Application and validation of practical tools for nonlinear soil-foundation interaction analysis", *Earthquake Spectra*, 2010, 26 (1), 111-129.
- Gazetas, G. "Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations", *Journal of Geotechnical Engineering*, 1991, 117 (9), 1363-1381.
- Harden CW, Hutchinson TC, "Beam-on-nonlinear-Winkler-foundation modeling of shallow rocking-dominated footings", *Earthquake Spectra*, 2009, 25 (2), 277-300.
- Haselton CB, Deierlein GG, "Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete frame buildings", John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report No. 156, Stanford University, California, USA, 2007.
- Hokmabadi AS, Fatahi B, Samali B, "Assessment of soil-pile-structure interaction influencing seismic response of mid-rise buildings sitting on floating pile foundations", *Computers & Structures*, 2014, 55, 172-186.
- Jeremic B, Kunnath S, Xiong F, "Influence of soil-foundation-structure interaction on seismic response of the I-880 viaduct", *Engineering Structures*, 2004, 26, 391-402.
- Laura Eads SU, "Pushover Analysis of 2-Story Moment Frame", University of California, Berkeley, http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Pushover_Analysis_of_2-Story_Moment_Frame, 2010.
- Lou M, Wang H, Chen X, Zhai Y, "Structure-soil-structure interaction", Literature review, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2011, 31, 1724-1731.
- Marzban S, Banazadeh M, Azarbakht A, "Seismic performance of reinforced concrete shear wall frames considering soil-foundation-structure interaction", *Structural Design of Tall and Special Buildings Journal*, 2014, 23, 302-318.
- Masaeli H, Khoshnoudian F, Ziaei R, "Rocking soil-structure systems subjected to near-fault pulses", *Journal of Earthquake Engineering*, 2015, 19 (3), 461-479.
- Mohamadi A, "Performance assessment of reinforced concrete buildings located on shallow foundation considering nonlinear soil-structure interaction", MSc Thesis, University of Kashan, Iran, 2016 (in Persian).
- Mylonakis G, Gazetas G, "Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental", *Journal of Earthquake Engineering*, 2000, 4 (3), 277-301.
- OpenSees, "Open system for earthquake engineering simulation", Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2015.
- PEER, "PEER Strong Motion Database", <http://peer.berkeley.edu/> Accessed 10 Jan, 2015.

EXTENDED ABSTRACTS

Seismic Performance Assessment of RC MRF Buildings on Shallow Foundations Incorporating Soil-Structure Interaction

Ali Mohamadi, Hossein Tahghighi *

Faculty of Engineering, University of Kashan, Kashan 8731753153, Iran

Received: 29 January 2018; Accepted: 22 September 2018

Keywords:

Soil-structure interaction, Performance assessment, Reinforced concrete frame, Pushover analysis, Incremental dynamic analysis.

1. Introduction

For the structure resting on a flexible medium, the dynamic response of the structure will be different from the fixed-base condition owing to the interaction between the soil and the structure. Nevertheless, the common practice in seismic performance assessment assumes that structures are fixed to their base, which maybe a realistic hypothesis only when these are founded on relatively solid rock or very stiff soil. In the case of a flexible-base structure, in addition to the added rocking component to the horizontal motion of the structure, a part of the structure's vibrating energy will transmit to the soil layer and can be dissipated due to radiation damping resulting from the wave propagation and hysteresis damping of the soil materials (Lou et al., 2011). Soil-structure interaction (SSI) are generally shown to be more pronounced in the case of soft soil formations and high-rise structures modifying considerably the dynamic characteristics of the building and finally its response (Tahghighi and Rabiee, 2017). The objective of the present research is to study whether SSI may affect the seismic performance and vulnerability of reinforced concrete moment resisting frame (MRF) buildings.

2. Methodology

Four typical RC MRF buildings on three soil types with shear wave velocities less than 600m/s subjected to actual ground motion records are modeled with and without SSI. In this paper, the nonlinear response of MRF buildings is studied with two comparative base conditions. First, rigid base condition that means the foundation system is assumed to be fixed against all the movements, NSSI model. Second, SSI case in which foundation uplifting and soil plasticity are included and the soil-foundation interface is modelled as nonlinear Winkler springs. The computational model of the soil-foundation-structure systems was developed using the OpenSees finite element software (OpenSees, 2016). The structural members, beams and columns, are modelled as nonlinear beam-column elements employing the distributed and lumped plasticity elements as well as the flexure-shear interaction displacement-based beam-column elements incorporating the soil-footing interface. The geotechnical design parameters are presented in Table 1. Nonlinear static analysis and incremental dynamic analysis were performed to evaluate seismic performance of RC buildings in the case of fixed-base and flexible-base assumptions. Incremental dynamic analysis (IDA) is a parametric analysis method that has been employed to estimate more thoroughly structural performance under seismic loads (Vamvatsikos and Cornell, 2002). It involves subjecting a structural model to one (or more) ground motion record (s), each scaled to multiple levels of intensity, thus producing one (or more) curve (s) of response parameterized versus intensity level. Meanwhile, fragility curves of RC buildings are estimated with the assumptions of fixed-base and flexible-base structures to study whether SSI may modify the fragility curves and consequently affect the vulnerability of buildings (Haselton and Deierlein, 2007).

* Corresponding Author

E-mail addresses: alimohamadi9090@yahoo.com (Ali Mohamadi), tahghighi@kashanu.ac.ir (Hossein Tahghighi).

3. Results and discussion

A comparison was made afterwards between the RC frames behaviors in the fixed- and flexible-base conditions. It is observed that the performance level of models supported by flexible foundation, particularly in an intense earthquake event, may alter significantly in comparison to fixed-base structures. Moreover, for MRFs on soft soil, the nonlinear foundation is found to have a significant effect on the force and displacement demands. Fragility curves are also derived as a function of "first-mode" spectral acceleration, $S_a(T_1, 5\%)$, for the collapse prevention limit state based on the statistical exploitation of the IDA results of the given structural systems (Fig. 1). The results indicate some degree of inaccuracy in the fixed-base assumption, which is regularly applied in analysis and design practice.

Table 1. Details of soil parameters (Mohamadi, 2016).

Soil type	ϕ (degree)	C (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	ν	γ (kg/m ³)	G (kg/cm ²)	V_s (m/sec)
C	38	0	756	0.35	2100	2855	360
D	30	0.02	168	0.4	1900	612	175
E	25	0.02	87	0.45	1800	306	120

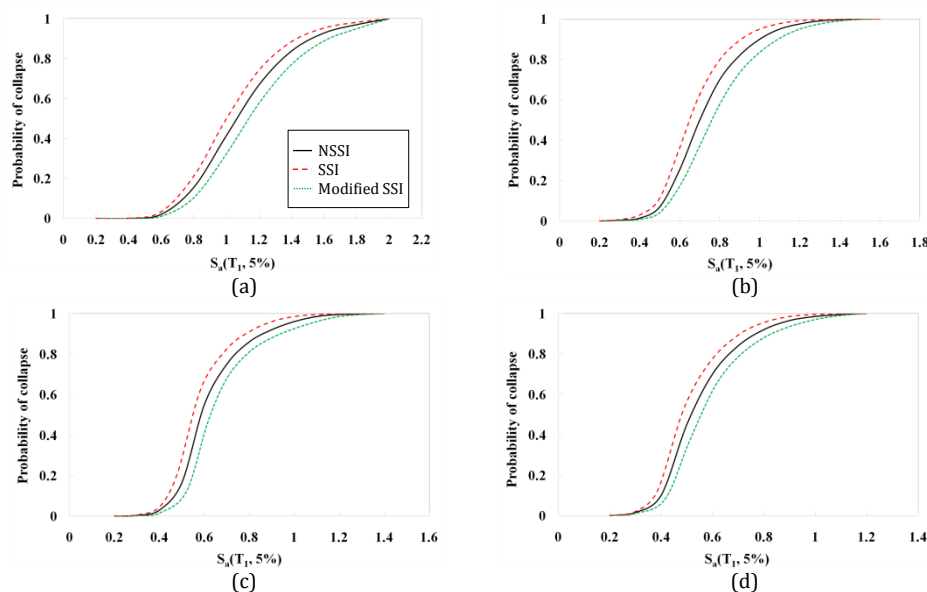


Fig. 1. Fragility curves for RC frames on site class E: (a) 4-story, (b) 8-story, (c) 12-story, (d) 16-story models

4. Conclusions

Results show the significant role of SSI under nonlinear soil behavior in altering the expected structural performance and fragility of especially high-rise fixed base structures. The study emphasizes on the necessity for consideration of flexible foundation behavior in the modern design codes in order to accomplish a more economic yet safe structural design.

5. References

- Lou M, Wang H, Chen X, Zhai Y, "Structure-soil-structure interaction", Literature review, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011, 31, 1724-1731.
- Tahghighi H, Rabiee M, "Influence of foundation flexibility on the seismic response of low-to-mid-rise moment resisting frame buildings", Int. Journal of Science and Technology, Scientia Iranica A, 2017, 24 (3), 979-992.
- OpenSees, "Open system for earthquake engineering simulation", Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2016.
- Vamvatsikos D, Cornell CA, "Incremental dynamic analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31 (3), 491-514.
- Haselton CB, Deierlein GG, "Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete frame buildings", John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report No. 156, Stanford University, California, USA, 2007.
- Mohamadi A, "Performance assessment of reinforced concrete buildings located on shallow foundation considering nonlinear soil-structure interaction", MSc Thesis, University of Kashan, Iran (2016) (in Persian).