

چکیده

در اکثر موارد در طراحی و ارزیابی سازه‌ها، تکیه‌گاه سازه به صورت گیردار فرض شده و اثرات اندرکنش خاک و سازه لحاظ نمی‌شود؛ در صورتی که در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه ویژگی‌های دینامیکی سیستم را عوض می‌کند. در این مطالعه رفتار لرزه‌ای سیستم دوگانه دیوار برشی-قاب خمشی با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه بررسی شده است. بدین منظور سه سازه با تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ در محیط نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شده و تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در دو حالت پایه گیردار و پایه انعطاف‌پذیر انجام شده است. نتایج نشان می‌دهد که در نظر گرفتن SSI باعث افزایش زمان تناوب سازه و کاهش برش طبقات می‌شود. همچنین با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه ظرفیت سازه کوتاه کاهش پیدا می‌کند درحالی‌که با افزایش ارتفاع سازه مقدار ظرفیت آن تفاوت چندانی ندارد. از سوی دیگر در اثر اندرکنش خاک و سازه فونداسیون دیوار برشی حرکت دورانی دارد و این باعث می‌شود که دیوار برشی در آغاز بارگذاری مقدار کمی از بار جانبی را تحمل نماید و هرچه قدر بار جانبی بیشتر می‌شود سهم دیوار برشی در تحمل بار جانبی بیشتر شود.

واژگان کلیدی: اندرکنش خاک و سازه، سیستم دوگانه دیوار برشی-قاب خمشی، تحلیل استاتیکی غیرخطی.

بررسی رفتار لرزه‌ای سیستم دوگانه دیوار برشی-قاب خمشی با در نظر گرفتن اندرکنش بین خاک و سازه

محمود قطرنجی

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران

محمد مهدی معمارپور (نویسنده مسئول)

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران، memarpour@eng.ikiu.ac.ir

منصور یخچالیان

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران

۱- مقدمه

میزان لنگر و برش دیوار کاسته شده و به لنگر و برش قاب افزوده می‌شود [۳-۴]. به علاوه، تأثیر بیشتر انعطاف‌پذیری فونداسیون بر روی پاسخ غیرخطی سیستم قاب و دیوار نسبت به پاسخ در حالت قاب تنها، مشخص می‌باشد. از سوی دیگر با در نظر گرفتن اثرات SSI المان‌های تیر زودتر از ستون‌ها و یا فنرهای معادل خاک زیرین زیر پی به صورت متوالی به نقطه تسلیم می‌رسند. این در حالی است که در حالت تکیه‌گاه گیردار تیرها تقریباً به صورت هم‌زمان تسلیم می‌شوند [۵]. ریچادوری و سینگ [۶] در سال ۲۰۱۲ پاسخ لرزه‌ای یک قاب خمشی فولادی شکل‌پذیر را با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی خاک زیر فونداسیون ارزیابی کرده‌اند. در این تحقیق اشاره شده است که در حالت استفاده از مدل خطی خاک عملکرد فونداسیون شبیه حالت گیردار می‌باشد، درحالی‌که با به کارگیری مدلی که در آن از فنرهای غیرخطی استفاده شده

آیین‌نامه‌های لرزه‌ای موجود الزامی برای در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه (SSI) در طراحی سازه‌ها به‌جز در شرایط خاص ندارند. این در حالی است که مطالعات اخیر نشان داده است که اثرات SSI باعث می‌شود که ویژگی‌های دینامیکی سازه و به‌خصوص زمان تناوب سازه تغییر کنند. از سوی دیگر مشخص است که سیستم ترکیبی دیوار برشی-قاب خمشی یکی از سیستم‌های باربر جانبی پرکاربرد می‌باشد، زیرا هم مقاومت و هم سختی این سیستم در برابر نیروهای جانبی (زلزله) در مقایسه با حالت سیستم دیوار برشی تنها یا سیستم قاب خمشی تنها بزرگ‌تر می‌باشند. نتایج حاصل از مطالعاتی که در این زمینه انجام شده، نشان می‌دهد که در نظر گرفتن SSI باعث می‌شود که پیود سازه بیشتر و میرایی سازه کمتر شود [۱-۲]. همچنین در سیستم دوگانه دیوار برشی-قاب خمشی با افزایش انعطاف‌پذیری پی از

این طبقه مشاهده می‌شود. همچنین لو و همکاران [۱۲] در سال ۲۰۱۶ اشاره کرده‌اند که SSI می‌تواند مقاومت و تقاضای شکل‌پذیری را در ساختمان‌های چند طبقه تا ۶۰ درصد کاهش دهد. از سوی دیگر وقتی که مقایسه بین سازه‌های منظم و غیرمنظم که دارای فرورفتگی در پلان هستند، انجام می‌شود SSI در تعدیل کاهش ظرفیت سازه دارای پی انعطاف‌پذیر با وجود فرورفتگی در پلان نقش مثبت خواهد داشت [۱۳]. همچنین معمولاً از تئوری وینکلر BNWF در مدل‌سازی مجموعه خاک و پی استفاده می‌شود که این مدل می‌تواند همه مقادیر مختلف پاسخ چرخه‌ای را ارضاء کند، به جز تغییر مکان‌های افقی دائمی که این موضوع باید در مدل‌سازی خاک با استفاده از این روش رعایت شود [۱۴-۱۵]. حکم‌آبادی و همکاران در سال ۲۰۱۴ اثرات اندرکنش خاک-شمع-سازه بر روی پاسخ سازه‌های دارای ارتفاع متوسط که بر روی پایه‌های شمع اصطکاکی گرفته‌اند را مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج مطالعات تجربی و عددی آنها نشان دادند که در نظر گرفتن SSI در حالت فونداسیون واقع بر روی شمع تغییر مکان جانبی و دررفت طبقات را در مقایسه با حالت گیردار فرض کردن پایه تشدید می‌کند. همچنین در حالتی که فونداسیون بر روی شمع قرار دارد به علت کاستن دوران پی مقدار تغییر مکان جانبی سیستم کمتر می‌شود [۱۶]. از سوی دیگر عدم قطعیت در پارامترهای خاک تغییرات قابل توجهی را در پاسخ سازه‌ها ایجاد می‌کند، به خصوص هنگامی که ضریب ایمنی بار قائم مقدار کمی داشته باشد و سازه نیز نسبتاً سخت باشد [۱۷]. ریچادوری و هاجینسون [۱۸] در سال ۲۰۱۱ بیان کردند که اگر از ظرفیت اتلاف انرژی به دلیل رفتار غیرخطی لرزه‌ای در فونداسیون سطحی استفاده شود بیشتر به طراحی اقتصادی منجر خواهد شد، ولی این کار سبب افزایش تغییر مکان افقی به صورت قابل توجه می‌شود. همچنین مطالعه عددی صورت گرفته در این تحقیق نشان می‌دهد که در نظر گرفتن رفتار غیرخطی فونداسیون باعث کاهش قابل توجه تقاضای لرزه‌ای دیوار برشی خواهد شد و این در حالی است که نشست دائمی کمتر از مقدار نشست مجاز باقی می‌ماند. در مطالعات انجام شده توسط محققان، با توجه به عدم بررسی

است منحنی رفتار نرم‌تر و نیروی تسلیم کم‌تر شده و تقاضای جابه‌جایی تسلیم سازه افزایش پیدا می‌کند. تانگ و ژانگ [۷] در سال ۲۰۱۱ تقاضای لرزه‌ای سیستم باربر جانبی دیوار برشی را با در نظر گرفتن اثرات SSI به صورت احتمالاتی بررسی کرده‌اند و به این نتیجه دست یافته‌اند که اندرکنش خاک و سازه، احتمال خراب شدن دیوار برشی را کاهش می‌دهد. همچنین تحت تأثیر حرکات شدید زمین مقدار دررفت طبقه خیلی حساس به زاویه اصطکاک خاک می‌باشد. در سال ۲۰۱۴ لی و همکاران [۸] اثرات SSI بر روی مقاومت فروریزش لرزه‌ای برج شانگهای را مورد بررسی قرار دادند. آنها به این نتیجه رسیدند که SSI باعث می‌شود که زمان تناوب اصلی برج شانگهای به صورت عمده افزایش پیدا کرده و میزان خرابی موضعی متناظر با کاهش تقاضای لرزه‌ای کاهش یافته است. به علاوه، در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه تحت اثر زلزله‌های بسیار شدید تا حدی بر روی توالی خرابی موضعی اعضای سازه‌ای در برج شانگهای تأثیر گذار است، ولی تأثیر آن بر روی مودهای شکست نهایی سازه قابل اغماض است. الداکه و همکاران [۹] در سال ۲۰۱۵ برای بررسی مزایا و آسیب‌پذیری ناشی از در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه، سه ساختمان مجاور تحت تأثیر تحریکات لرزه‌ای را با استفاده از مدل‌های ریاضی دو بعدی و مدل‌های آزمایشی مورد بررسی قرار دادند. نتایج به دست آمده بیان می‌کند که ساختمان میانی می‌تواند نقش میراگر جرمی را برای ساختمان‌های مجاور داشته باشد. از سوی دیگر تخریب بیشتری از مدل فقط شامل دو ساختمان مشاهده شده است. گنجوی و همکاران [۱۰] در سال ۲۰۱۶ بیان کرده‌اند که توزیع بهینه الگوی بار جانبی در حالت سازه با تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر، به زمان تناوب اصلی، تقاضای شکل‌پذیری هدف، فرکانس بی‌بعد، نسبت ابعاد، تحریک لرزه‌ای و مدل‌سازی میرایی بستگی دارد. بهنام‌فر و بانی‌زاده [۱۱] در سال ۲۰۱۶ بیان کرده‌اند که SSI می‌تواند تغییرات بزرگی در توزیع و شدت آسیب‌پذیری لرزه‌ای اعمال کند. همچنین دیگر نتایج به دست آمده توسط آنها نشان می‌دهد که برخلاف باور رایج با وجود پی انعطاف‌پذیر ماکزیمم دررفت در اولین طبقه اتفاق می‌افتد و بیشترین آسیب در

جدول (۱): مشخصات مصالح.

مشخصات بتنی					
E (مگا پاسکال)	ν	G (مگا پاسکال)	واحد وزن (نیوتن بر میلی متر مکعب)	Fc (مگا پاسکال)	
۲۴۸۵۵/۵۸	۰/۲	۱۰۳۵۶/۴۹	$۲/۴ \times ۱۰^{-۵}$	۲۷/۵۸	
مشخصات آرماتور					
E (مگا پاسکال)	α (I/C)	واحد وزن (نیوتن بر میلی متر مکعب)	واحد جرم (نیوتن - مجذور ثانیه بر میلی متر ^۳)	Fy (مگا پاسکال)	Fu (مگا پاسکال)
۱۹۹۹۴۸	۱/۱۷E-۰۵	$۷/۷ \times ۱۰^{-۵}$	$۷/۸۵ \times ۱۰^{-۹}$	۴۱۳/۶۹	۶۲۰/۵۳

دیوار برشی و قاب خمشی در محیط ساختمان (محورهای ۱ و ۶) می‌باشد. ساختمان‌های مورد نظر با فرض کاربری اداری، ضریب اهمیت ۱، و ساختگاهی با طول و عرض جغرافیایی ($۳۷/۷۸۳^{\circ}N$ و $۱۲۲/۳۹۲^{\circ}W$) در شهر سان‌فرانسیسکو با خاک نوع D (بر اساس استاندارد 7 ASCE) طراحی شده‌اند. مشخصات بتن و فولاد، و بارهای مرده و زنده به ترتیب در جدول‌های (۱) و (۲) ارائه شده است.

جدول (۲): بارهای مرده و زنده برای یک متر مربع از پلان.

طبقه	qsDL (N/m ²)	qsLL (N/m ²)
بام	۳۰۰۰	۱۵۰۰
سایر طبقات	۳۰۰۰	۱۵۰۰

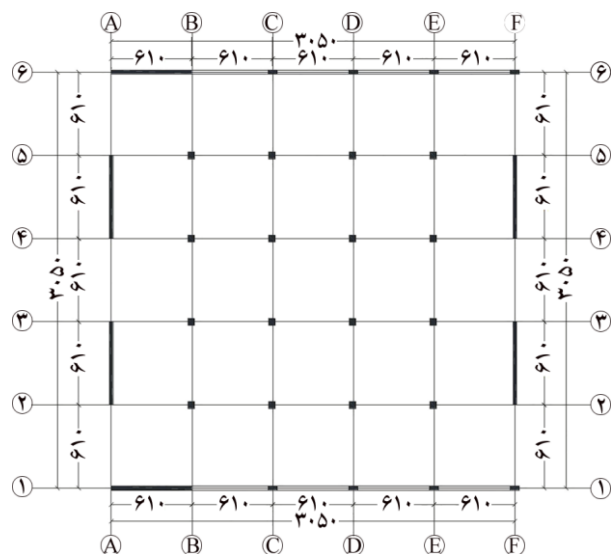
۳- مدل سازی عددی با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح با نرم افزار OpenSees

برای تحلیل غیر خطی سازه‌ها، مدل‌ها در محیط نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شده و تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی بار افزون^۲ پس از اعمال بار ثقلی و در دو حالت پایه گیردار و پایه انعطاف پذیر انجام شده است. برای مدل‌سازی تیرها از المان beamWithHinges استفاده شده است. این المان به سه قسمت تقسیم می‌شود که شامل دو مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر و یک قسمت الاستیک در قسمت میانی می‌باشد. همچنین ستون‌ها با رفتار غیر خطی توسط المان nonlinearBeamColumn مدل شده‌اند. این المان مبتنی بر نیرو و با پلاستیسیته گسترده می‌باشد، و پنج نقطه انتگرال‌گیری در طول آن بر اساس قانون گوس-لوباتو Gauss-Lobatto لحاظ شده‌اند [۲۱]. از سوی دیگر، در اکثر مطالعات انجام شده توسط محققان برای مدل‌سازی دیوار برشی از ایده ستون معادل با مقطع الاستیک و یا مقطع فایبر استفاده شده است. در واقع

اثرات SSI بر روی توزیع بارهای جانبی بین دیوار برشی و قاب خمشی در سیستم باربر جانبی دو گانه و همچنین اختلاف نسبت برش پایه در حالت با و بدون در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، در این مطالعه اثر اندرکنش خاک و سازه بر تغییر سهم قاب و دیوار از برش طبقات و همچنین تغییر سهم آنها از برش پایه کل مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- مدل سازی و هندسه مدل‌ها

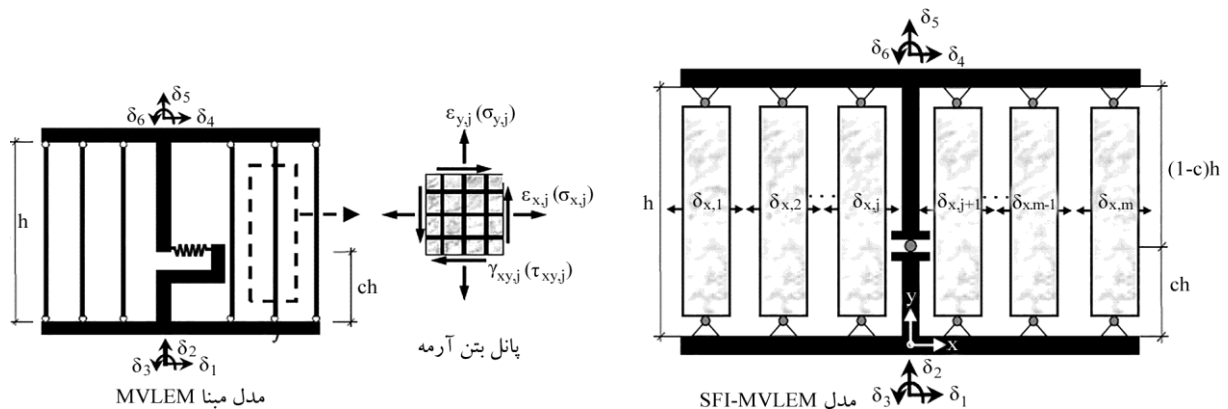
سه ساختمان بتنی ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با ارتفاع طبقه ۳/۴ متر بر اساس استاندارد 7 ASCE [۱۹] و آیین‌نامه ACI 318 [۲۰] طراحی شده‌اند. پلان مورد استفاده داری شکل مربع با بعد ۳۰/۵ متر در شکل (۱) نشان داده شده است. جهت مد نظر برای این مطالعه جهت X است که در آن سیستم باربر جانبی شامل سیستم دو گانه



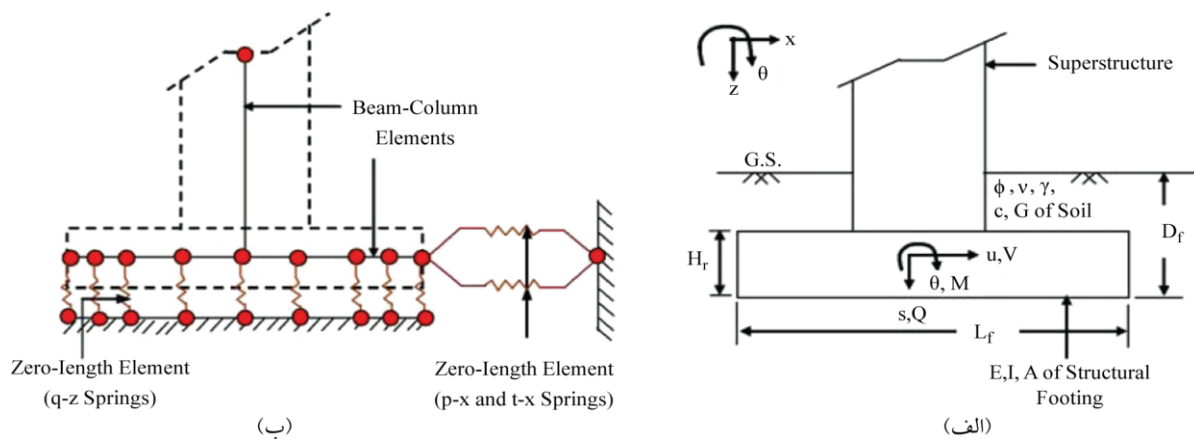
شکل (۱): پلان ساختمان و مکان قرارگیری سیستم باربر جانبی (ابعاد به سانتی‌متر است).

بار زلزله از تئوری وینکلر BNWF استفاده می‌شود. در این مدل پی به صورت یک تیر الاستیک، منعطف که بر روی مجموعه‌ای از فنرهای مستقل قرار دارد، مدل‌سازی می‌شود. فنرهای مستقل با رفتار غیرخطی به‌طور کلی شامل سه نوع فنر با مصالح TzSimple1، PySimple1 و QzSimple1 هستند. این فنرها به ترتیب پاسخ دورانی، لغزشی و نشست پی سطحی را بیان می‌کنند (شکل ۳). مصالح QzSimple1 داری پاسخ هیسترتیک غیرمتقارن است (شکل ۴-الف).

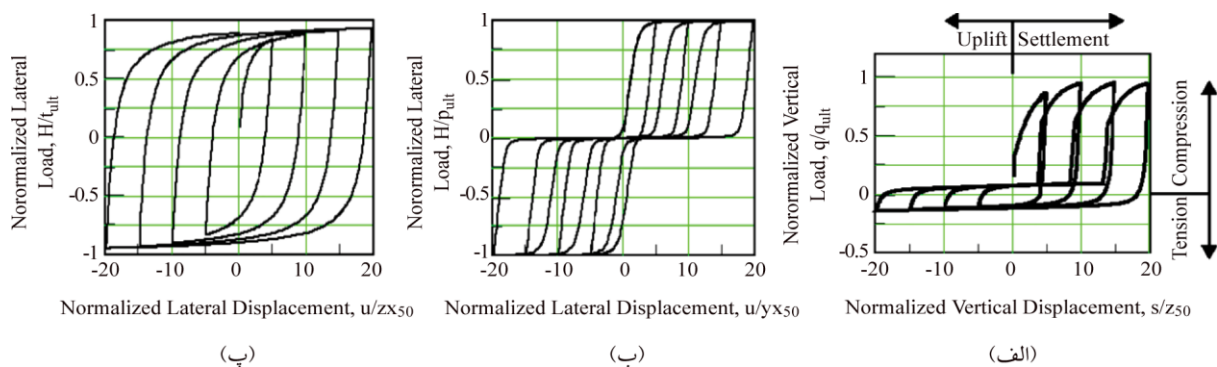
این روش ساده‌سازی نمی‌تواند رفتار دیوار برشی را به‌صورت واقعی بیان کند. به همین دلیل، در این تحقیق از مدل SFI برای مدل‌سازی دیوار برشی، که توسط کولوزواری و همکاران [۲۲] در سال ۲۰۱۵ معرفی شده، استفاده می‌شود (شکل ۲). در این مدل رفتار پانل بتن آرمه (RC Panel) در مدل دو بعدی (مدل ماکروسکوپیک فایبری) ترکیب شده است تا رفتار واقعی دیوارهای بتنی را در مدل تحلیلی لحاظ نماید. برای مدل‌سازی رفتار دو بعدی خاک و پی تحت



شکل (۲): مدل SFI-MVLEM [۲۲].



شکل (۳): شکل‌های شماتیک (الف) سیستم روسازه و فونداسیون و (ب) فنرها و جهت‌گیری آنها در BNWF [۲۳].



شکل (۴): (الف) پاسخ چرخه‌ای مصالح QzSimple1، (ب) پاسخ چرخه‌ای مصالح PySimple1 و (پ) پاسخ چرخه‌ای مصالح TzSimple1 [۲۳].

خاک تحت بار زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرد. پاسخ چرخه‌ای مصالح PySimple1 در شکل (۴-ب) نشان داده می‌شود. نیروی مقاوم^۳ از رابطه (۵) محاسبه می‌شود:

$$P_{ult} = 0.5\gamma k_p D_f^2 \quad (5)$$

که در آن، P_{ult} فشار مقاوم زمین بر واحد طول پی، γ وزن مخصوص خاک، D_f عمق مدفون شده و k_p ضریب فشار مقاوم زمین می‌باشد که توسط رابطه کولمب ۱۷۷۶ محاسبه می‌شوند. مصالح TzSimple1 برای مدل‌سازی مقاومت اصطکاکی در امتداد طول فونداسیون می‌باشد. مدل این مصالح توسط سختی اولیه بالا و منحنی هیستریتیک چاق (شکل ۴-پ) برای پیش‌بینی رفتار اصطکاکی مربوط به لغزش پی مدل‌سازی می‌شود. معادله استفاده شده برای محاسبه ظرفیت لغزشی پی قرار گرفته بر روی خاک غیر چسبنده به این صورت به‌دست می‌آید:

$$t_{ult} = W_g \tan \delta + cAf \quad (6)$$

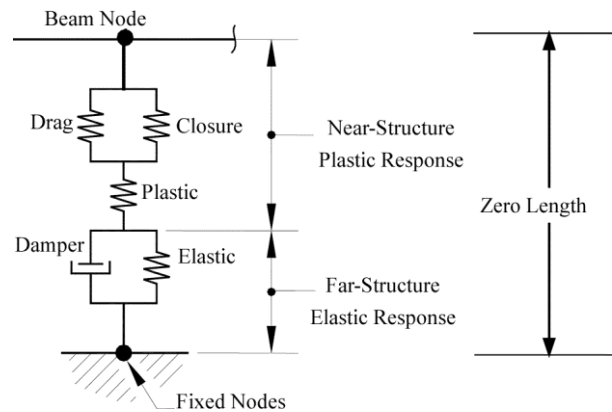
که در آن، t_{ult} مقاومت اصطکاکی بر واحد سطح پی، W_g وزن سازه روی فونداسیون و δ زاویه اصطکاک بین خاک و پی است که معمولاً بین $(\frac{\phi}{3}, \frac{2\phi}{3})$ متغیر می‌باشد. Af مساحت زیر پی در تماس با خاک می‌باشد. لازم به ذکر است که مقادیر z_{50} ، y_{50} و x_{50} از روابط پیشنهاد شده توسط هاردن و همکاران [۱۵] به‌صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$z_{50} = 1.39 \frac{q_{ult}}{K_{in}} \quad \text{for sand} \quad (7)$$

$$x_{50} = 0.542 \frac{P_{ult}}{K_{in}} \quad \text{for sand} \quad (8)$$

$$y_{50} = 2.05 \frac{t_{ult}}{K_{in}} \quad (9)$$

سختی قائم و جانبی با استفاده از رابطه ارائه شده توسط گرتاس [۲۵] در سال ۱۹۹۱ که در FEMA 356 [۲۶] و ASCE 41-13 [۲۷] اصلاح شده محاسبه می‌شود. از سوی دیگر برای محاسبه طول ناحیه انتهایی (که عکس‌العمل بیشتری دارد) از رابطه پیشنهاد شده توسط هاردن و هاجینسون [۲۸] استفاده می‌شود. این رابطه به‌صورت زیر است:



شکل (۵): شکل شماتیک معمول المان با طول صفر [۲۳].

مصالح الاستیک رفتار حوزه دور را ثبت کرده درحالی‌که مؤلفه پلاستیک جابه‌جایی‌های ماندگار حوزه نزدیک را ثبت می‌کند (شکل ۵). در ناحیه الاستیک، معادله منحنی رفتار به‌صورت زیر می‌باشد:

$$q = K_{in} z \quad (1)$$

محدوده ناحیه الاستیک توسط رابطه زیر معرفی می‌شود:

$$q_0 = C_r q_{ult} \quad (2)$$

در محدوده غیرخطی، منحنی رفتار با رابطه زیر بیان می‌شود:

$$q = q_{ult} - (q_{ult} - q_0) \left[\frac{Cz_{50}}{Cz_{50} + |z - z_0^p|} \right]^n \quad (3)$$

K_{in} سختی الاستیک اولیه، q بار لحظه‌ای، z مقدار جابه‌جایی، q_0 نیروی در نقطه تسلیم و C_r پارامتری است که محدوده ناحیه الاستیک را کنترل می‌کند. مقدار جابه‌جایی است که متناظر با آن ۵۰ درصد بار نهایی بسیج می‌شود. z_0 مقدار جابه‌جایی در نقطه تسلیم، و c و n پارامترهای ساختاری هستند که شکل منحنی در قسمت پس از تسلیم را کنترل می‌کنند. بار حدی q_{ult} بر اساس معادله ظرفیت باربری ارائه شده توسط داس [۲۴] در سال ۱۹۴۳ که توسط مایرهورف در سال ۱۹۶۳ اصلاح شده محاسبه می‌شود.

$$q_{ult} = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma B N_{\gamma} F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (4)$$

مصالح PySimple1 به‌عنوان بیان‌کننده مقاومت افقی خاک، سختی متناظر با آن، و وقوع فاصله بالقوه بین فونداسیون مدفون و

شده است. از مقایسه مقادیر زمان تناوب‌های داده شده در این جدول، مشخص است که در همه سازه‌ها در حالتی که پایه سازه منعطف باشد مقدار پریرود مد اول سازه افزایش پیدا می‌کند. در شکل (۶)، شکل مدهای اول ارتعاشی سازه‌ها در دو حالت سازه با پایه گیردار و پایه انعطاف‌پذیر با یکدیگر مقایسه شده است. همان‌طور که در این شکل ملاحظه می‌شود، در سازه پنج طبقه در حالت پایه گیردار شکل مد اول ترکیبی از تغییر شکل‌های خمشی و برشی می‌باشد، اما با در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری فونداسیون، دوران صلب در پایه دیوار برشی باعث می‌شود که شکل مد اول به حالت خطی نزدیک شود. از سوی دیگر به خاطر جابه‌جایی افقی پی در اثر انعطاف‌پذیری فنر افقی خاک در حالت پی انعطاف‌پذیر مد ارتعاش سازه در این حالت در پایه سازه از صفر (بر خلاف حالت پایه گیردار) شروع نمی‌شود. با افزایش ارتفاع سازه، اختلاف شکل مد اول ارتعاشی در حالت پایه انعطاف‌پذیر در مقایسه با حالت پایه گیردار کمتر می‌شود. به عبارت دیگر، با افزایش ارتفاع سازه سختی سازه کمتر شده و این باعث می‌شود که نسبت سختی سازه به سختی خاک کمتر شود. از این رو، نسبت پریرود مد

$$L_e \frac{L}{2} \left(1 - (1 - C_{R-v}^K)^{\frac{1}{3}} \right) \quad (10)$$

نسبت اختلاف ظرفیت سختی دورانی را معرفی می‌کند.

$$C_{R-v}^K = \frac{K_{\theta y} - \frac{K_z}{A} I_y}{K_{\theta y}} \quad (11)$$

$K_{\theta y}$ سختی دورانی، I_y ممان اینرسی و A مساحت است [۲۸]. به‌طور کلی مقدار افزایش در سختی فنرهای انتهای Rk می‌تواند به‌صورت تابعی از طول ناحیه انتهایی با استفاده از رابطه (۱۲) محاسبه شود [۲۹]:

$$R_{k,yy} = \frac{\left(\frac{3k_{yy}}{4k_z^i BL^3} \right) - (1 - R_e)^3}{1 - (1 - R_e)^3} \quad (12)$$

در این مطالعه خاک زیر فونداسیون از نوع دانه‌ای (ماسه) انتخاب شده است (جدول‌های (۳) و (۴)).

۴- زمان تناوب سازه‌ها و مدهای نوسانی

مقادیر زمان تناوب‌های مدهای اول سازه‌های در نظر گرفته شده در دو حالت سازه با پایه گیردار و پایه انعطاف‌پذیر در جدول (۵) ارائه

جدول (۳): مشخصات مربوط به خاک و پی در مدل مورد نظر.

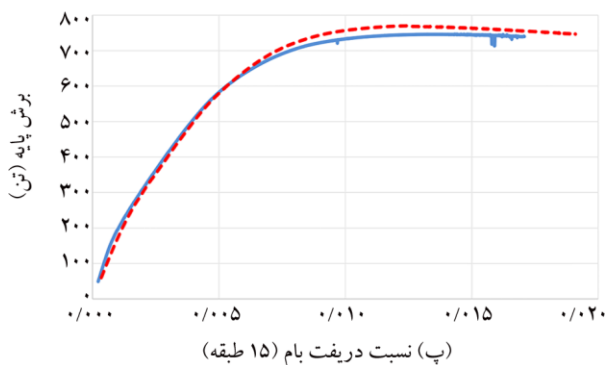
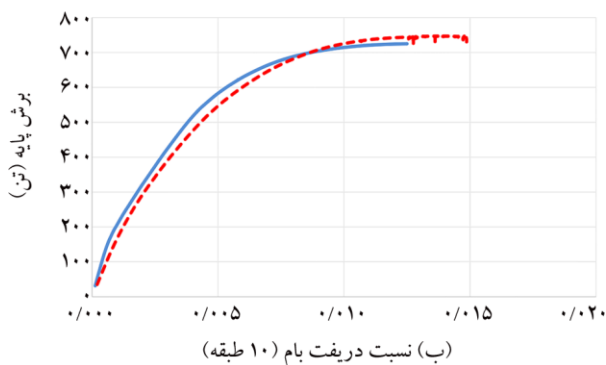
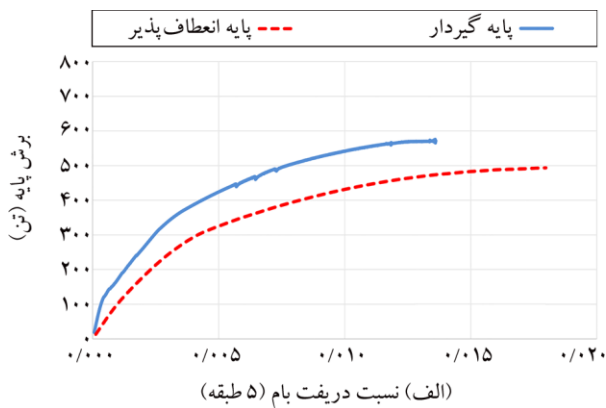
مدل	نوع خاک	ϕ	γ (نیوتن بر مترمکعب)	G (نیوتن بر مترمربع)	ν	L (متر)	B (متر)	H (متر)	D_f (متر)	E_f (نیوتن بر مترمربع)
۵ طبقه	ماسه	۳۵	۱۹۰۰۰	۷۵۰۰۰۰۰	۰/۳۵	۳۵	۱/۵	۰/۷	۱	$۲/۴۹ \times ۱۰^{۱۰}$
۱۰ طبقه	ماسه	۳۵	۱۹۰۰۰	۷۵۰۰۰۰۰	۰/۳۵	۳۲/۵	۳	۱/۴	۱	$۲/۴۹ \times ۱۰^{۱۰}$
۱۵ طبقه	ماسه	۳۵	۱۹۰۰۰	۷۵۰۰۰۰۰	۰/۳۵	۳۲/۵	۵	۱/۸	۱	$۲/۴۹ \times ۱۰^{۱۰}$

جدول (۴): مشخصات مربوط به خاک و پی در مدل مورد نظر.

مدل	Q_{ult} (نیوتن)	P_{ult} (نیوتن)	T_{ult} (نیوتن)	$Z50$ (متر)	$Y50$ (متر)	$X50$ (متر)	Le (متر)	Re (متر)	$R_{k,yy}$	Se
۵ طبقه	۱۳۳۹۸۴۴	۵۲۵۸۲	۹۷۵۸۲۶۵	۰/۰۲۴۹۵۰	۰/۰۰۵۸۵	۰/۰۰۰۰۱	۰/۶۰۸	۰/۰۱۹	۳/۲	۰/۰۰۹۳۷۵
۱۰ طبقه	۲۱۵۹۳۶۶	۱۹۱۶۶۳	۲۱۰۰۳۱۷۸	۰/۰۶۶۶۲	۰/۰۱۰۴۳	۰/۰۰۰۰۳	۲/۱۲۴	۰/۰۶۵	۳/۸۵	۰/۰۰۹۲۳۱
۱۵ طبقه	۳۰۸۴۰۲۸	۴۲۱۰۹۸	۳۵۵۷۸۳۳۷	۰/۱۴۰۷۱	۰/۰۱۵۳۵	۰/۰۰۰۰۶	۳/۱۴۵	۰/۰۹۴	۴/۳۸	۰/۰۰۸۹۵۵

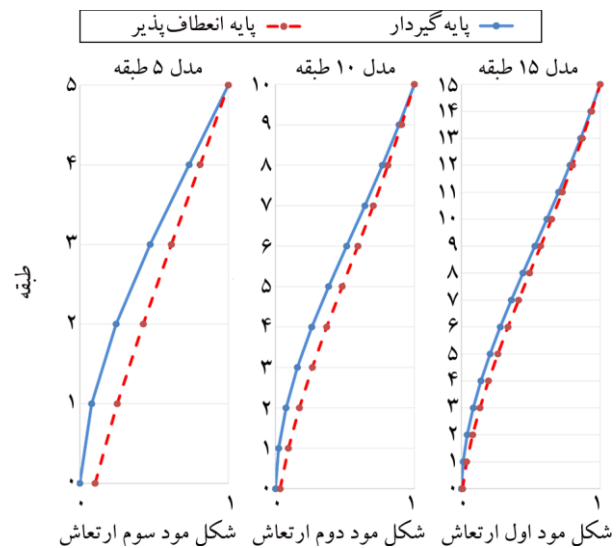
جدول (۵): پریرود اصلی ساختمان‌ها در حالت با پایه گیردار و حالت با پی انعطاف‌پذیر.

نسبت	مدل پایه گیردار		مدل
	مدل پایه انعطاف‌پذیر	پریرود مود اول	
۱/۷۵	۰/۸۷۶	۰/۵۰۰	۵ طبقه
۱/۲۴	۱/۳۱۴	۰/۰۶۱	۱۰ طبقه
۱/۱۳	۱/۹۶۹	۱/۷۳۹	۱۵ طبقه



شکل (۷): منحنی برش پایه- تغییر مکان.

به دلیل افزایش سختی دیوار برشی نسبت به سختی قاب خمشی سهم عمده از بار جانبی در ابتدای بارگذاری توسط دیوار برشی تحمل می‌شود و در ادامه هرچه مقدار بار جانبی بیشتر شود سهم قاب خمشی در تحمل بار جانبی نیز افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر قاب خمشی در ابتدا در محدوده خطی باقی می‌ماند تا تخریب قابل توجه در دیوار برشی اتفاق بیفتد. اما در حالتی که فونداسیون سازه انعطاف پذیر است فونداسیون دیوار برشی حرکت دورانی داشته و این باعث می‌شود که دیوار برشی در ابتدای بارگذاری مقدار کمی از بار جانبی را تحمل نماید، و در ادامه هرچه قدر بار جانبی افزایش می‌یابد سهم دیوار برشی در تحمل بار جانبی بیشتر می‌شود.



شکل (۶): شکل مدهای اول ارتعاشی سازه‌ها در دو حالت سازه با پایه گیردار و پایه انعطاف پذیر.

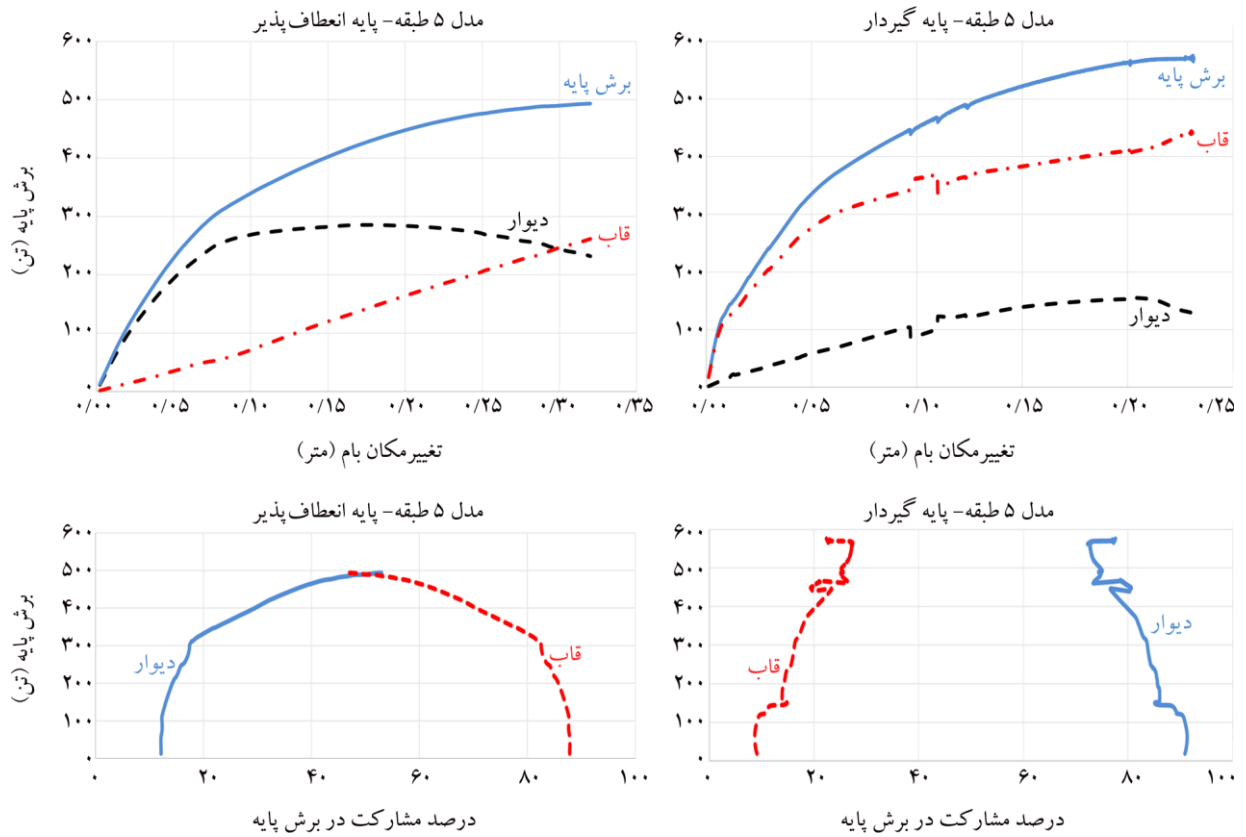
اول سازه در حالت پایه منعطف به پیوند مد اول آن در حالت پایه گیردار کمتر می‌باشد، و به همین دلیل تفاوت چندانی در شکل مد ارتعاشی سازه‌های ۱۰ و ۱۵ وجود ندارد.

۵- تحلیل بار افزون استاتیکی غیرخطی

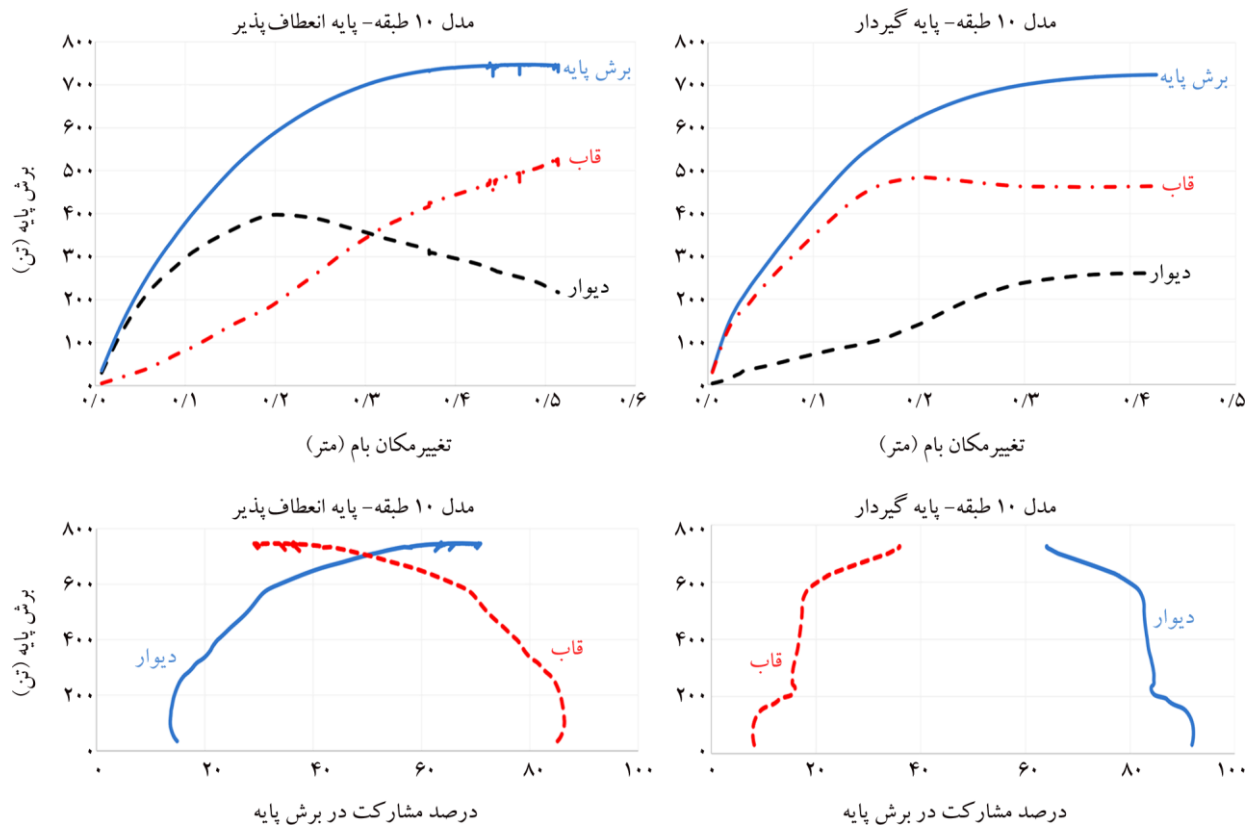
تحلیل بار افزون استاتیکی غیرخطی در محیط نرم افزار OpenSees با توزیع بار جانبی متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت X انجام شده است. با توجه به منحنی‌های بارافزون که در شکل (۷) نشان داده شده است، ملاحظه می‌شود که ظرفیت سازه ۵ طبقه (شکل ۷-الف)، تحت اثر اندرکنش خاک و سازه کاهش پیدا می‌کند و مقدار شیب اولیه منحنی (سختی اولیه) کمتر از حالتی می‌شود که پایه سازه گیردار است. همچنین با افزایش ارتفاع سازه (سازه ۱۰ طبقه (شکل ۷-ب) و سازه ۱۵ طبقه (شکل ۷-پ)) منحنی‌های برش پایه- تغییر مکان در دو حالت پایه گیردار و انعطاف پذیر تفاوت چندانی ندارند و مقادیر سختی اولیه در هر دو حالت تقریباً با هم برابر هستند.

۵-۱- توزیع برش پایه بین قاب و دیوار

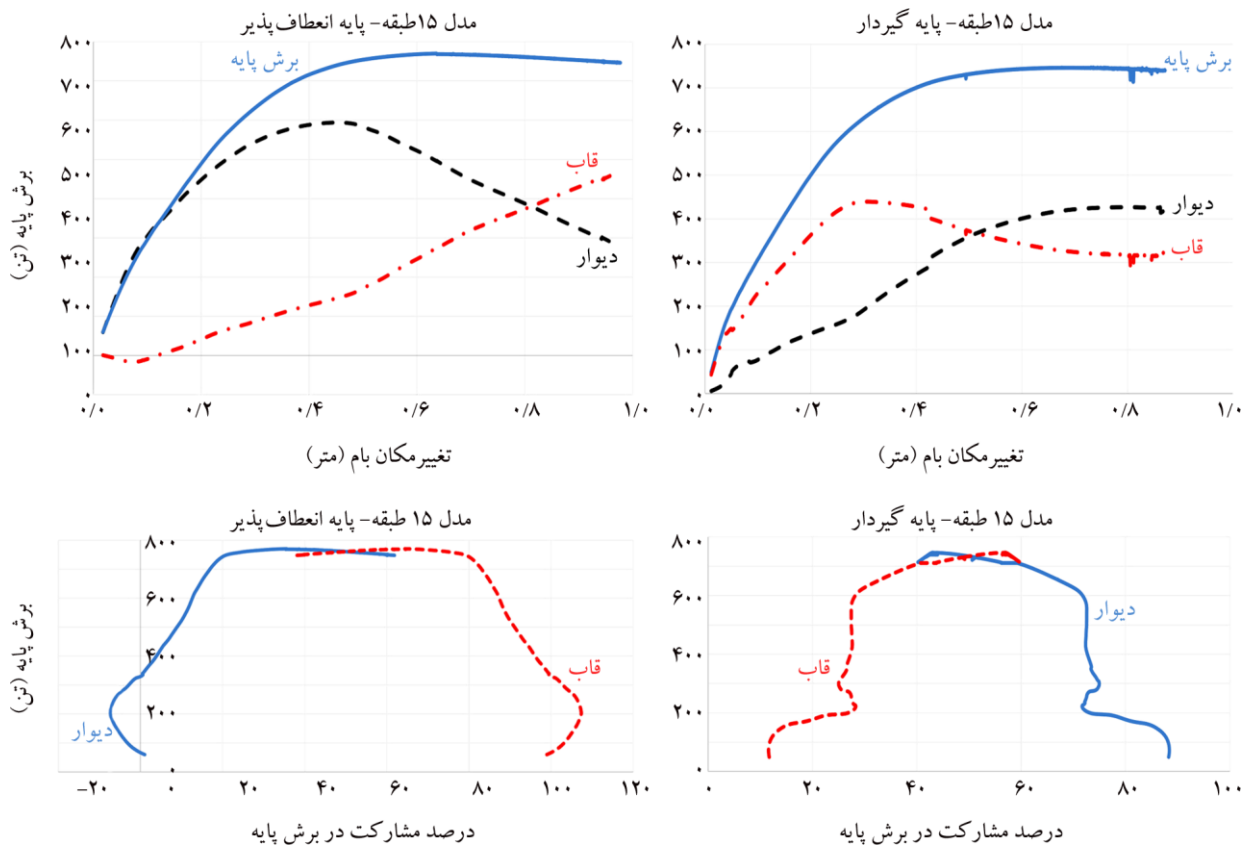
در شکل‌های (۸) تا (۱۰) توزیع برش پایه بین قاب و دیوار با افزایش تغییر مکان مکان جانبی سازه در شرایط تکیه گاهی گیردار و انعطاف پذیر نشان داده می‌شود. در حالتی که پایه سازه گیردار است،



شکل (۸): توزیع برش پایه بین دیوار برشی و قاب خمشی در سازه ۵ طبقه.



شکل (۹): توزیع برش پایه بین دیوار برشی و قاب خمشی در سازه ۱۰ طبقه.

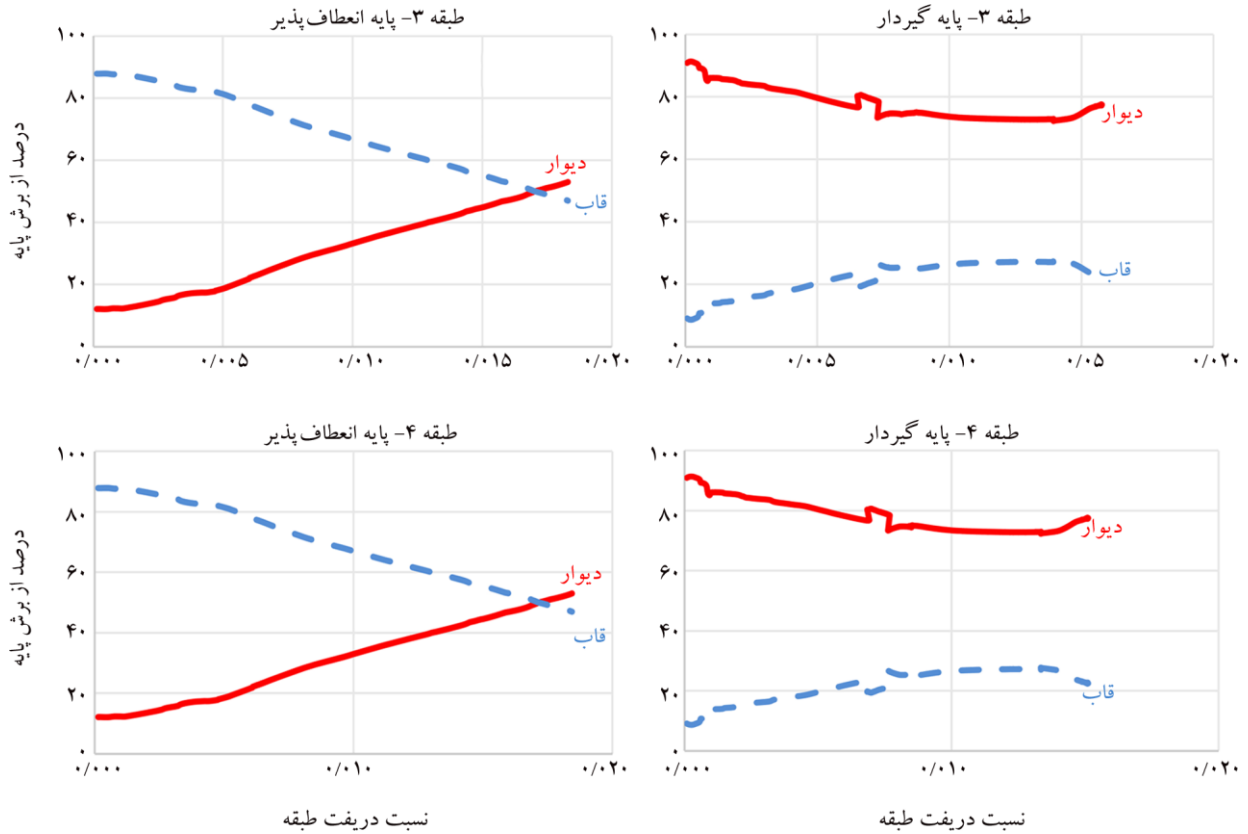


شکل (۱۰): توزیع برش پایه بین دیوار برشی و قاب خمشی در سازه ۱۵ طبقه.

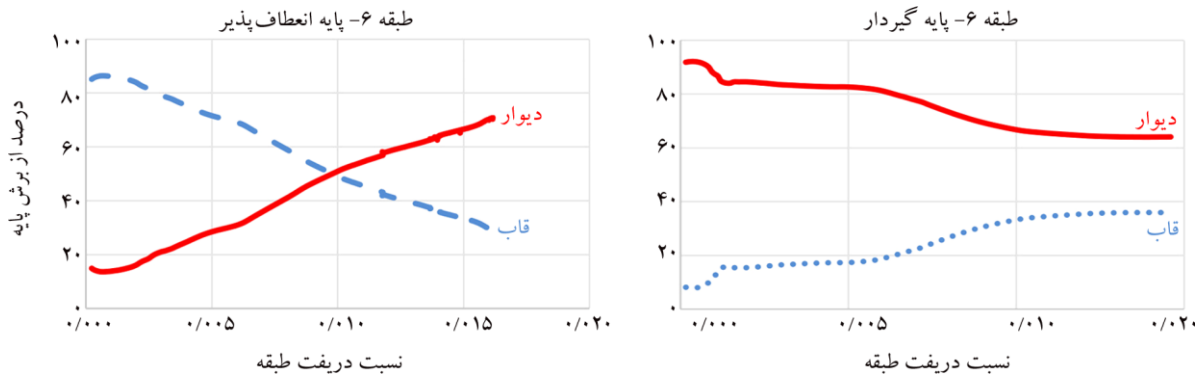
۵-۲- دریافت طبقات

مشاهده می‌شود وقتی که پایه سازه گیردار باشد مقدار سهمیه دیوار برشی از برش پایه به میزان تخریب حاصل شده وابسته نیست، در حالی که در حالت پی انعطاف پذیر به‌ازای دریافت ۰/۰۱ نسبت‌های توزیع برش پایه بین دیوار برشی و قاب خمشی برابر می‌شوند، و همچنین با افزایش میزان تخریب در سازه، سهمیه دیوار برشی از بار جانبی افزایش می‌یابد، و در دریافت تقریباً برابر با ۰/۰۱۵ دیوار برشی ۷۰ درصد از برش پایه تحمل می‌کند. برای سازه ۱۵ طبقه در شکل (۱۳) نسبت توزیع برش پایه بین دیوار برشی و قاب خمشی به‌ازای دریافت طبقه در پایه طبقه ۹ (طبقه بحرانی) نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در حالت سازه با پایه گیردار به‌ازای دریافت ۰/۰۱۲ مقدار برش پایه بین دیوار برشی و قاب خمشی به‌صورت مساوی توزیع می‌شود. همچنین در حالتی که اندرکنش خاک و سازه در نظر گرفته می‌شود، وقتی که دریافت طبقه به ۰/۰۱۷ برسد نسبت‌های سهمیه دیوار و قاب از برش پایه برابر می‌شوند.

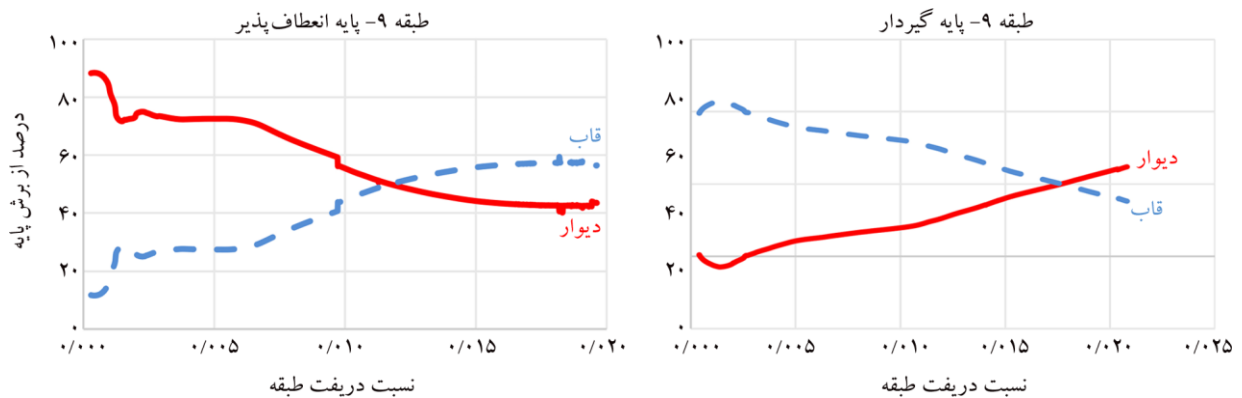
در شکل‌های (۱۱) تا (۱۳) نسبت توزیع برش پایه بین قاب و دیوار با افزایش دریافت طبقه در شرایط تکیه‌گاهی گیردار و انعطاف پذیر به ترتیب برای سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه نشان داده می‌شود. همان‌طور که مشاهده می‌شود در شکل (۱۱) در سازه ۵ طبقه در حالت پی منعطف، با افزایش مقدار دریافت سهم دیوار برشی از برش پایه افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر هرچه قدر میزان تخریب در قاب خمشی بیشتر شود، سهم دیوار برشی در تحمل بار جانبی بیشتر خواهد شد. همچنین زمانی که دریافت طبقات ۳ و ۴ (طبقات بحرانی) از ۰/۰۱۵ بیشتر شود (تخریب قابل توجهی در قاب خمشی اتفاق بیفتد)، نسبت‌های توزیع برش پایه بین دیوار برشی و قاب خمشی با هم برابر می‌شوند (۵۰ درصد از برش پایه). برای سازه ۱۰ طبقه در شکل (۱۲) نسبت توزیع برش پایه بین دیوار برشی و قاب خمشی به‌ازای دریافت طبقه در طبقه ۶ (طبقه بحرانی) نشان داده شده است. همان‌طور که



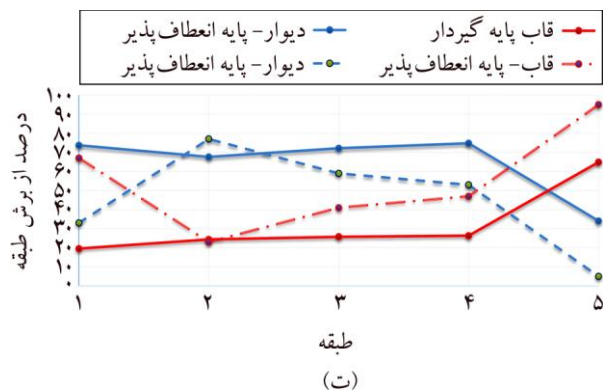
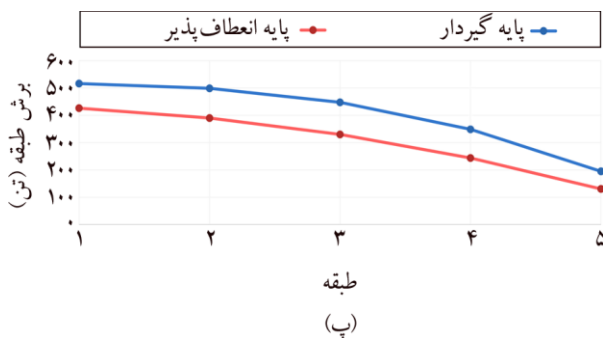
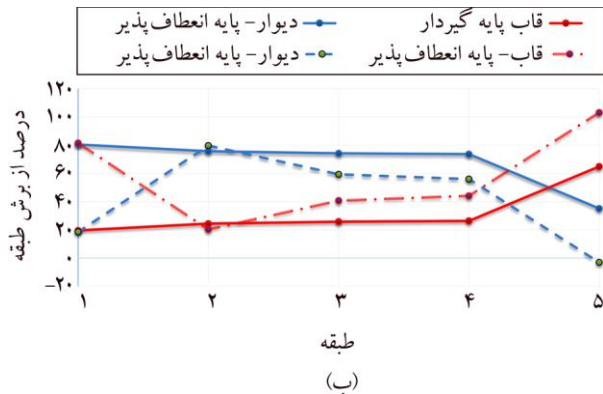
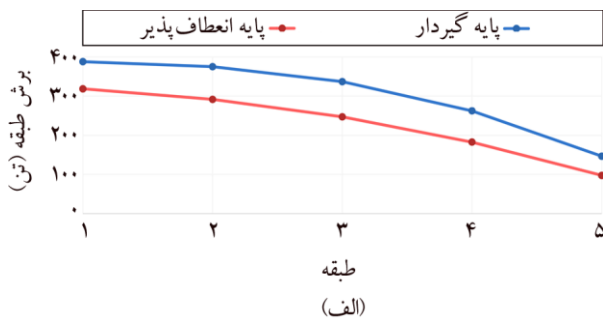
شکل (۱۱): نسبت توزیع برش پایه بین دیوار برشی و قاب خمشی به ازای دررفت طبقه در سازه ۵ طبقه.



شکل (۱۲): نسبت توزیع برش پایه بین دیوار برشی و قاب خمشی به ازای دررفت طبقه در سازه ۱۰ طبقه.



شکل (۱۳): نسبت توزیع برش پایه بین دیوار برشی و قاب خمشی به ازای دررفت طبقه در سازه ۱۵ طبقه.



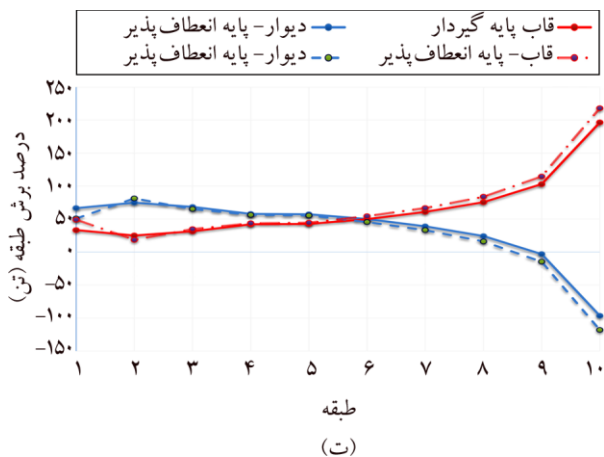
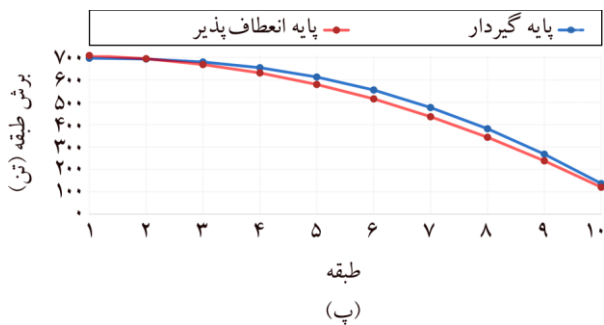
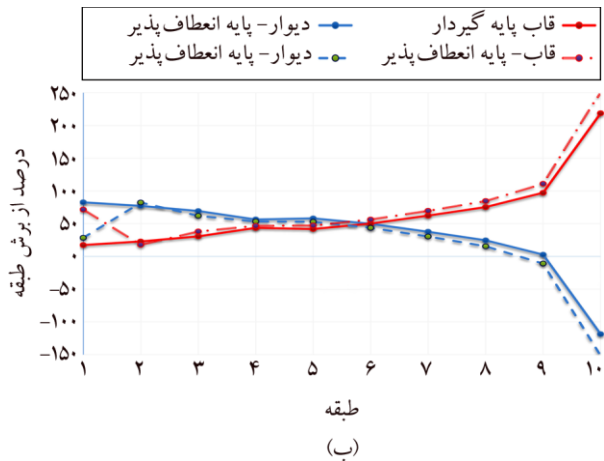
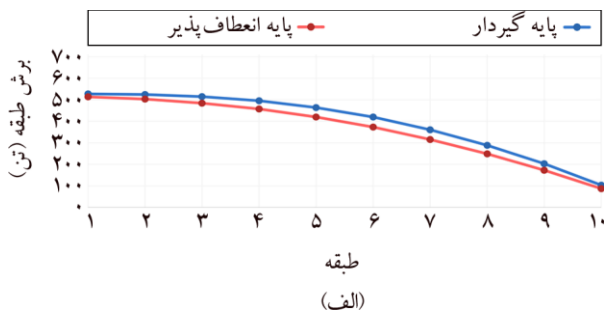
شکل (۱۴): سازه ۵ طبقه. (الف) برش طبقات در دو حالت سازه با پایه گیردار و منعطف به‌ازای سطح عملکرد IO، (ب) توزیع برش طبقات بین قاب و دیوار در دو حالت سازه با پایه گیردار و منعطف به‌ازای سطح عملکرد IO، (پ) برش طبقات در دو حالت سازه با پایه گیردار و منعطف به‌ازای سطح عملکرد LS و (ت) توزیع برش طبقات بین قاب و دیوار در دو حالت سازه با پایه گیردار و منعطف به‌ازای سطح عملکرد LS.

در شکل‌های (۱۱) تا (۱۳) دریافت همه طبقات در سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه نشان داده نشده است، ولی نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهند که در سازه‌ها با پی منعطف مقدار دریافت طبقات در مقایسه با حالت پایه گیردار بیشتر است. این افزایش به‌صورت قابل توجهی در طبقات پایین سازه مشاهده می‌شود.

۶- بررسی برش پایه و برش طبقات در سطوح عملکرد مختلف

۶-۱- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)^۲

طبق استاندارد ASCE 41-06 مقدار نسبت دریافت طبقه متناظر با سطح عملکرد IO برای سازه با دیوار برشی برابر با ۰/۰۰۵ می‌باشد [۳۰]. برای ساختمان‌های ۵ طبقه به‌ازای سطح عملکرد IO و همچنین برای هر دو حالت سازه با پایه گیردار و پی منعطف در شکل (۱۴-الف) مقدار برش طبقات، و همچنین در شکل (۱۴-ب) توزیع برش طبقات بین قاب و دیوار نشان داده شده است. در حالت سازه با پایه گیردار دیوار برشی در طبقات پایین سازه قاب خمشی را نگه‌داشته و عکس این حالت در طبقات بالای سازه اتفاق می‌افتد. این موضوع به دلیل تفاوت در ماهیت تغییر شکل قاب و دیوار است به‌طوری‌که مد تغییر شکلی دیوار برشی خمشی بوده و مد تغییر شکل قاب خمشی برشی است. اما در حالت سازه با پایه انعطاف پذیر دیوار برشی در طبقه اول سهم دیوار از برش پایه به دلیل دوران پایه آن بسیار کاهش یافته و به عبارتی دیوار توسط قاب نگه‌داشته می‌شود. همچنین در طبقه پنجم سهم عمده‌ای از برش طبقه توسط قاب تحمل می‌شود که این به دلیل تفاوت ماهیت رفتاری دیوار و قاب (رفتار خمشی و برشی) می‌باشد. از مقایسه مقدار برش طبقات در حالت سازه با پایه گیردار با مقدار آن در حالت پی منعطف ملاحظه می‌شود که در حالت پایه گیردار مقدار برش طبقات افزایش پیدا می‌کند و این نسبت به ۱۵۰ درصد در طبقه ۵ می‌رسد. از طرفی بر اساس نتایج به‌دست آمده، اندرکنش خاک و سازه باعث می‌شود که ظرفیت سازه ۵ طبقه به‌ازای سطح عملکرد IO به مقدار ۱۸ درصد کاهش یابد.



شکل (۱۵): سازه ۱۰ طبقه. (الف) برش طبقات در دو حالت سازه با پایه گیردار و منعطف به ازای سطح عملکرد IO، (ب) توزیع برش طبقات بین قاب و دیوار در دو حالت سازه با پایه گیردار و منعطف به ازای سطح عملکرد IO، (پ) برش طبقات در دو حالت سازه با پایه گیردار و منعطف به ازای سطح عملکرد LS و (ت) توزیع برش طبقات بین قاب و دیوار در دو حالت سازه با پایه گیردار و منعطف به ازای سطح عملکرد LS.

برای ساختمان‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه به ازای سطح عملکرد IO و همچنین برای هر دو حالت سازه با پایه گیردار و پی منعطف در شکل‌های (۱۵-الف) و (۱۶-الف) مقدار برش طبقات، و همچنین در شکل‌های (۱۵-ب) و (۱۶-ب) توزیع برش طبقات بین قاب و دیوار نشان داده شده است. در این حالت مشخص است که در حالت پایه گیردار مقدار برش طبقات در مقایسه با برش طبقات در حالت پایه انعطاف پذیر افزایش پیدا می‌کند، به طوری که نسبت برش طبقه در حالت سازه با پایه گیردار به برش متناظر با حالت پایه منعطف به ۱۲۰ درصد در طبقه دهم برای سازه ۱۰ طبقه و ۱۰۶ درصد در طبقه ۱۵ برای سازه ۱۵ طبقه می‌رسد. این افزایش در برش طبقه در طبقات بالای سازه بیشتر از طبقات پایین آن می‌باشد. همچنین بر اساس نتایج به دست آمده، اثر SSI بر روی ظرفیت سازه‌ها ۱۰ و ۱۵ طبقه به ازای سطح عملکرد IO قابل توجه نیست.

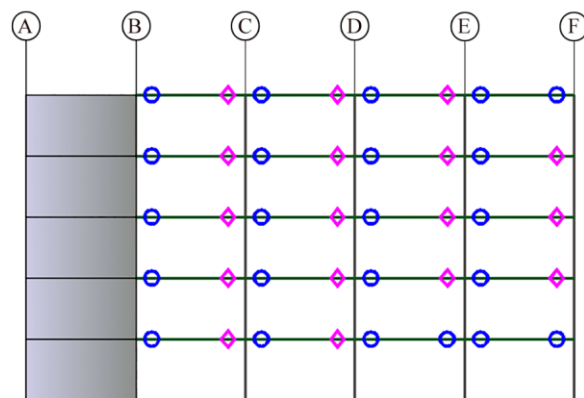
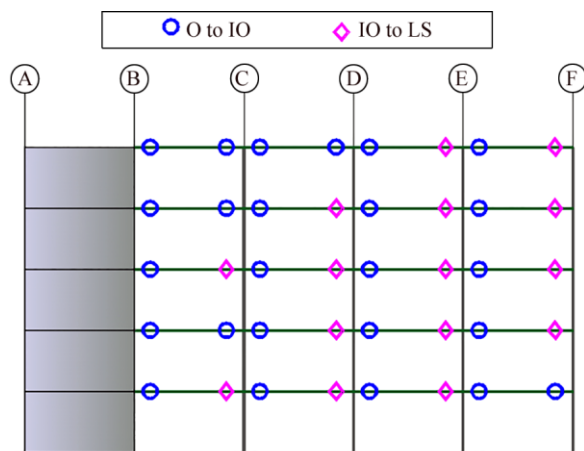
۲-۶- سطح عملکرد ایمنی جانی (LS)^۵

طبق استاندارد ASCE 41-06 مقدار نسبت دریافت طبقه متناظر با سطح عملکرد LS برای سازه با دیوار برشی برابر با ۰/۰۱ می‌باشد [۳۰]. برای ساختمان‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه به ازای سطح عملکرد LS و همچنین برای هر دو حالت سازه با پایه گیردار و پی منعطف در شکل‌های (۱۴-پ)، (۱۵-پ) و (۱۶-پ) مقدار برش طبقات، و همچنین در شکل‌های (۱۴-ت)، (۱۵-ت) و (۱۶-ت) توزیع برش طبقات بین قاب و دیوار نشان داده شده است. از طرفی بر اساس نتایج به دست آمده، اثرات SSI باعث می‌شود که ظرفیت سازه ۵ طبقه به ازای سطح عملکرد LS به مقدار ۱۷ درصد کاهش یابد، در حالی که ظرفیت سازه ۱۰ و ۱۵ طبقه به ازای سطح عملکرد LS تفاوت چندانی ندارد. از این منحنی‌ها مشخص است که در حالت سازه با پایه گیردار نسبت برش طبقه به برش متناظر با حالت پایه انعطاف پذیر افزایش پیدا می‌کند. حداکثر مقدار این نسبت در سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ به ترتیب ۱۴۹، ۱۱۳ و ۱۰۵ درصد می‌رسد.

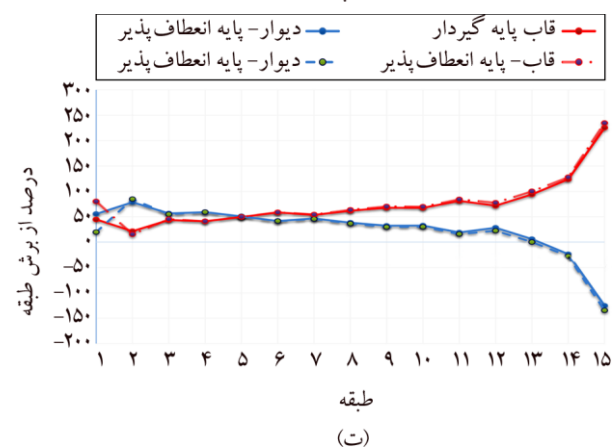
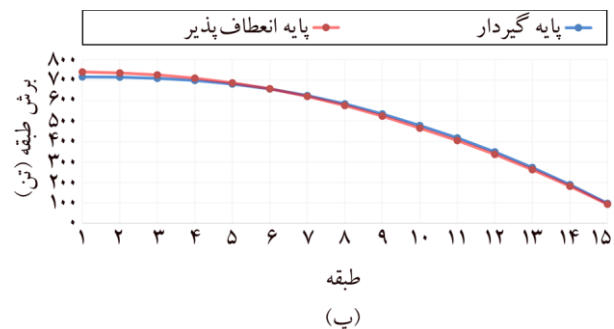
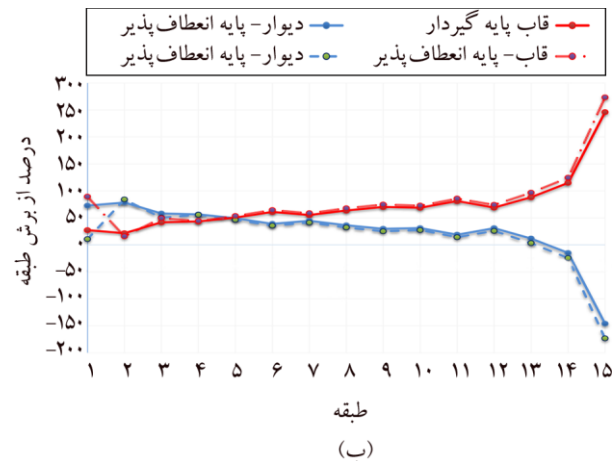
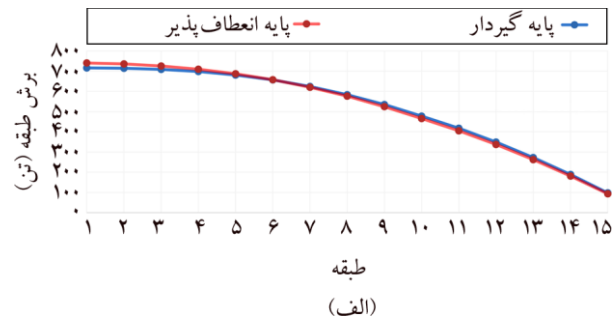
۶-۲-۱- بررسی مفاصل پلاستیک تشکیل شده به‌ازای سطح

عملکرد LS

در شکل‌های (۱۷) تا (۱۹) مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه به‌ازای رسیدن حداکثر نسبت دریافت طبقه در سازه به ۰/۰۱، که متناظر با سطح عملکرد LS فرض شده، در دو حالت سازه با پایه گیردار و انعطاف‌پذیر نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که در همه‌ی سازه‌ها، انعطاف‌پذیری فونداسیون باعث می‌شود که تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده در طبقات پایین سازه (به‌خصوص طبقات اول و دوم) بیشتر شود، درحالی‌که تعداد آنها در بقیه طبقات کمتر از حالتی است که پایه سازه گیردار می‌باشد. به‌عبارت‌دیگر، به‌ازای نسبت دریافت مورد نظر، در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه منجر می‌شود که تقاضای لرزه‌ای در المان‌های طبقات پایین سازه افزایش و در المان‌های طبقات بالای سازه کاهش یابد.

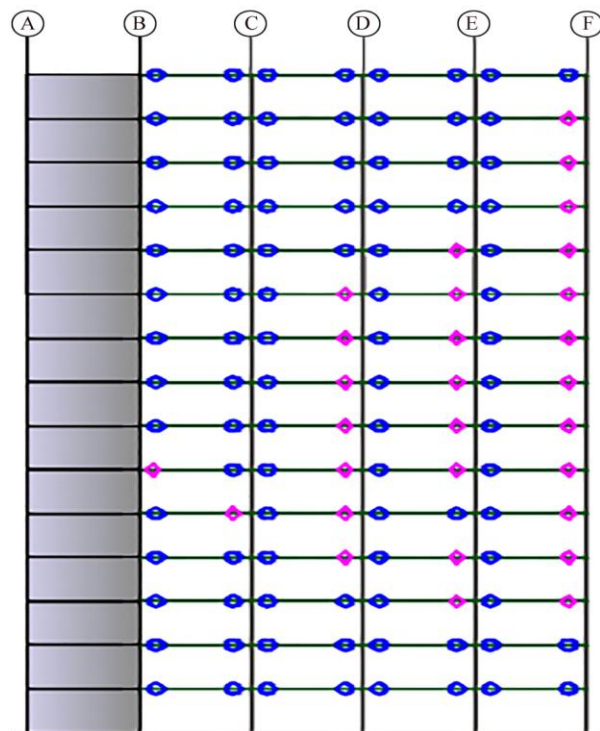
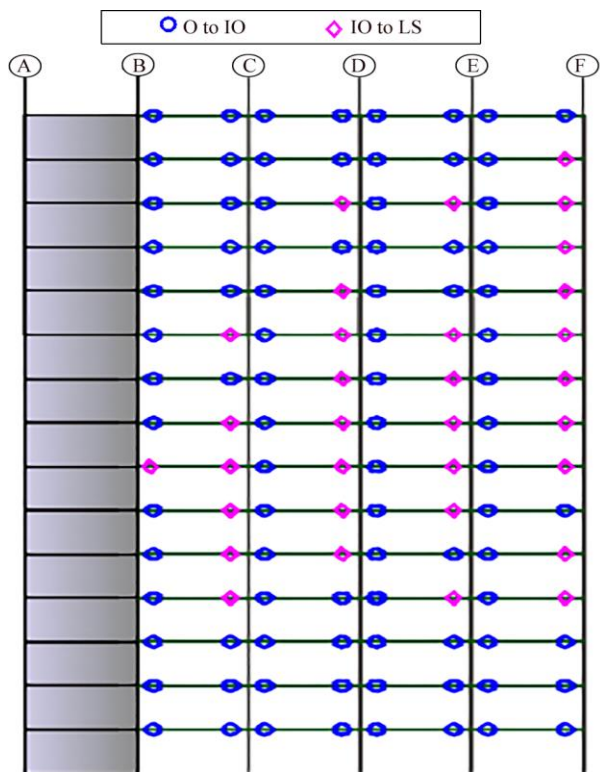


شکل (۱۷): مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سازه ۵ طبقه در دو حالت پایه گیردار و انعطاف‌پذیر (به‌ازای سطح عملکرد LS).



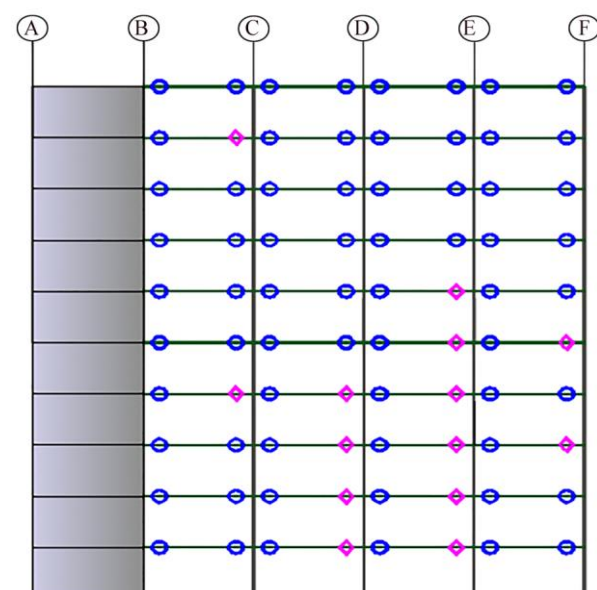
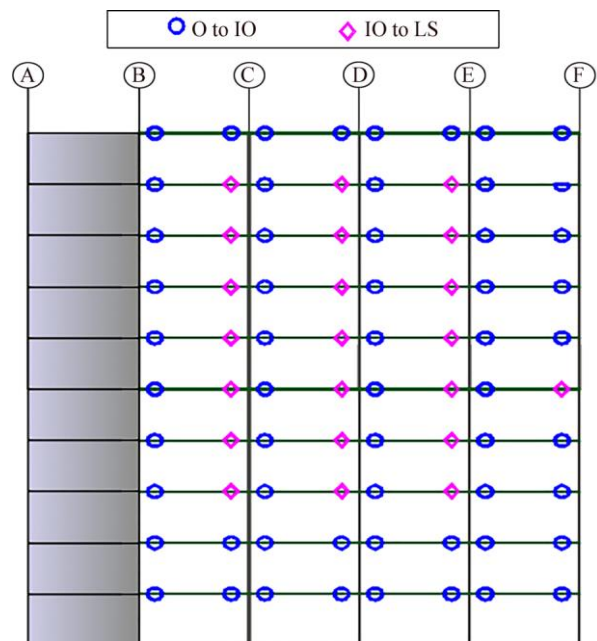
شکل (۱۶): سازه ۱۵ طبقه. (الف) برش طبقات در دو حالت سازه با پایه گیردار و منعطف به‌ازای سطح عملکرد IO، (ب) توزیع برش طبقات بین قاب و دیوار در دو حالت سازه با پایه گیردار و منعطف به‌ازای سطح عملکرد IO، (پ) برش طبقات در دو حالت سازه با پایه گیردار و منعطف به‌ازای سطح عملکرد LS و (ت) توزیع برش طبقات بین قاب و دیوار در دو حالت سازه با پایه گیردار و منعطف به‌ازای سطح عملکرد LS.

همچنین با بلندتر شدن سازه، مقدار حداکثر دوران مشاهده شده در تیرهای طبقه در تعداد بیشتری از طبقات سازه با پایه منعطف بزرگتر از مقدار متناظر آن در سازه با پایه گیردار است.



شکل (۱۹): مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سازه ۱۵ طبقه در دو حالت پایه گیردار و انعطاف پذیر (به‌ازای سطح عملکرد LS).

مقایسه حداکثر دوران‌های تیرهای طبقات در سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه در دو حالت سازه با پایه گیردار و انعطاف‌پذیر (به‌ازای رسیدن حداکثر نسبت دررفت طبقه در سازه به ۰/۰۱، که متناظر با سطح عملکرد LS فرض شده) در شکل (۲۰) نشان داده شده است. این منحنی‌ها نشان می‌دهد که در سازه ۵ طبقه در حالت پایه منعطف ظرفیت دورانی المان‌های طبقات بالای سازه مستهلک نمی‌شود و به‌عبارت‌دیگر تقاضای لرزه‌ای این المان‌ها در این حالت در مقایسه با حالتی که پایه گیردار باشد کمتر است.



شکل (۱۸): مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سازه ۱۰ طبقه در دو حالت پایه گیردار و انعطاف‌پذیر (به‌ازای سطح عملکرد LS).

خاک و سازه برای سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب باعث افزایش ۷۵/۲، ۲۳/۸ و ۱۳/۲ درصدی در زمان تناوب مود اول سازه می‌شود.

۲. با در نظر گرفتن اثرات SSI، دوران در پایه دیوار برشی در سازه ۵ طبقه باعث می‌شود که شکل مود اول به حالت خطی نزدیک شود ولی با افزایش ارتفاع سازه شکل مد ارتعاشی در دو حالت پایه گیردار و انعطاف‌پذیر تفاوت چندانی ندارد.

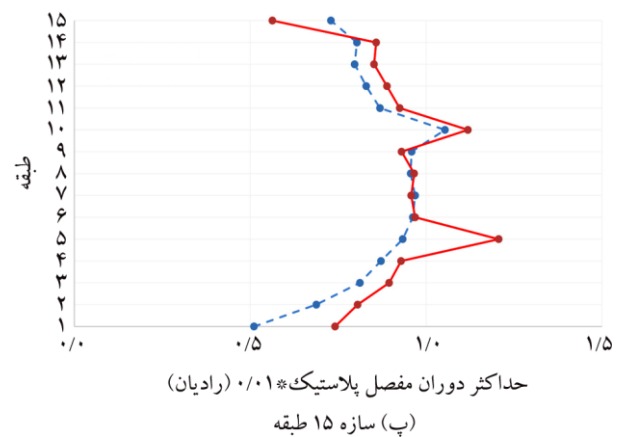
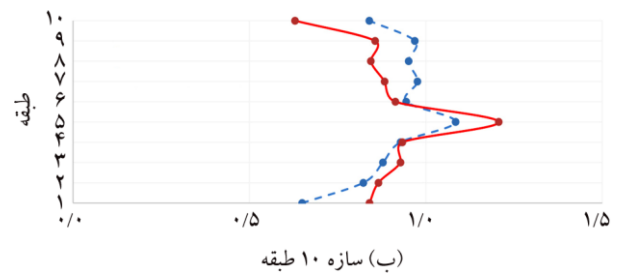
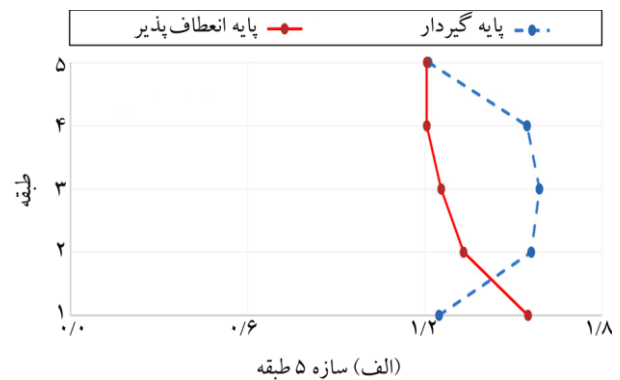
۳. در حالتی که پایه سازه گیردار است، سهم عمده از برش پایه توسط دیوار برشی تحمل می‌شود، اما در حالتی که پی منعطف باشد به دلیل دوران فونداسیون، دیوار برشی مقدار کمی از برش پایه را تحمل می‌نماید و در ادامه هرچقدر میزان تخریب در قاب بیشتر شود سهمیه دیوار افزایش می‌شود.

۴. SSI باعث افزایش دررفت طبقات به خصوص در طبقات پایین سازه می‌شود، و وقتی که سازه آسیب بیشتری می‌بیند (مقدار دررفت از ۰/۰۱۵ عبور می‌کند) برش پایه به صورت مساوی بین دیوار برشی و قاب خمشی توزیع می‌شود. اما در حالتی که پایه سازه گیردار می‌باشد با افزایش دررفت طبقات، تفاوت چندانی در نسبت توزیع برش پایه بین قاب خمشی و دیوار برشی ایجاد نمی‌شود.

۵. در حالت پایه گیردار مقدار برش طبقات برای هر دو سطح عملکرد IO و LS نسبت به برش طبقات در حالت SSI افزایش پیدا می‌کند. این افزایش به ارتفاع سازه وابسته است به طوری که حداکثر این افزایش در سازه ۵ طبقه برابر با ۱۵۰ درصد می‌باشد و با بلندتر شدن ارتفاع سازه میزان آن کاهش می‌یابد.

۶. به ازای هر دو سطح عملکرد IO و LS، SSI باعث کاهش ظرفیت سازه ۵ طبقه به مقدار ۱۸ درصد می‌شود، در حالی که تأثیر آن بر روی ظرفیت سازه‌های ۱۰ و ۱۵ ناچیز است.

۷. SSI باعث می‌شود که تقاضای لرزه‌ای در المان‌های طبقات پایین سازه افزایش و در المان‌های طبقات بالای سازه کاهش پیدا کند. همچنین با بلندتر شدن سازه، دوران ماکزیمم مشاهده شده در تیرهای طبقه در تعداد بیشتری از طبقات سازه با پایه منعطف بزرگ‌تر از مقدار متناظر آن در سازه با پایه گیردار است.



شکل (۲۰): مقایسه دوران‌های ماکزیمم تیرهای طبقه در دو حالت پایه گیردار و انعطاف‌پذیر (به ازای سطح عملکرد LS).

۷- نتیجه‌گیری

در این مطالعه رفتار لرزه‌ای سیستم دوگانه دیوار برشی- قاب خمشی با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه بررسی شده است. بدین منظور سه سازه ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه در محیط نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شده و تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در دو حالت پایه گیردار و پایه انعطاف‌پذیر انجام شده است. نتایج به دست آمده عبارتند از:

۱. اندرکنش خاک و سازه باعث افزایش زمان تناوب سازه می‌شود و هرچه ارتفاع سازه بیشتر باشد درصد این افزایش کمتر خواهد بود. به عبارت دیگر در نظر گرفتن اندرکنش

مراجع

- (2016) Optimum lateral load distribution for seismic design of nonlinear shear-buildings considering soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **88**, 356-368.
11. Behnamfar, F. and Banizadeh, M. (2016) Effects of soil-structure interaction on distribution of seismic vulnerability in RC structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **80**, 73-86.
 12. Lu, Y., Hajirasouliha, I., and Marshall, A.M. (2016) Performance-based seismic design of flexible-base multi-storey buildings considering soil-structure interaction. *Engineering Structures*, **108**, 90-103.
 13. Shakib, H. and Homaei, F. (2017) Probabilistic seismic performance assessment of the soil-structure interaction effect on seismic response of mid-rise setback steel buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **15**(7), 2827-2851.
 14. Allotey, N. and El Naggar, M.H. (2008) An investigation into the Winkler modeling of the cyclic response of rigid footings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **28**(1), 44-57.
 15. Harden, C.W. (2005) *Numerical Modeling of the Nonlinear Cyclic Response of Shallow Foundations*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
 16. 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 and Geotechnics*, **55**, 172-186.
 17. Raychowdhury, P. (2009) Effect of soil parameter uncertainty on seismic demand of low-rise steel buildings on dense silty sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **29**(10), 1367-1378.
 18. Raychowdhury, P. and Hutchinson, T.C. (2011) Performance of seismically loaded shearwalls on nonlinear shallow foundations. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **35**(7), 846-858.
 19. ASCE (2010) *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*. ASCE7-10, Reston, VA.
 20. ACI (2014) *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and*
 1. Chopra, A.K. and Yim, S.C.S. (1985) Simplified earthquake analysis of structures with foundation uplift. *Journal of Structural Engineering*, **111**(4), 906-930.
 2. Renzi, S., Madiati, C., and Vannucchi, G. (2013) A simplified empirical method for assessing seismic soil-structure interaction effects on ordinary shear-type buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **55**, 100-107.
 3. Toutanji, H.A. (1997) The effect of foundation flexibility on the interaction between shear walls and frames. *Engineering Structures*, **19**(12), 1036-1042.
 4. Marzban, S., Banazadeh, M., and Azarbakht, A. (2014) Seismic performance of reinforced concrete shear wall frames considering soil-foundation-structure interaction. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **23**(4), 302-318.
 5. Hutchinson, T.C., Raychowdhury, P., and Chang, B. (2006) Nonlinear structure and foundation response during seismic loading: dual lateral load resisting systems. *Proceedings of the 8th US National Conference on Earthquake Engineering* (No. 320).
 6. Raychowdhury, P. and Singh, P. (2012) Effect of nonlinear soil-structure interaction on seismic response of low-rise SMRF buildings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **11**(4), 541-551.
 7. Tang, Y. and Zhang, J. (2011) Probabilistic seismic demand analysis of a slender RC shear wall considering soil-structure interaction effects. *Engineering Structures*, **33**(1), 218-229.
 8. Li, M., Lu, X., Lu, X., and Ye, L. (2014) Influence of soil-structure interaction on seismic collapse resistance of super-tall buildings. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, **6**(5), 477-485.
 9. Aldaikh, H., Alexander, N.A., Ibraim, E., and Oddbjornsson, O. (2015) Two dimensional numerical and experimental models for the study of structure-soil-structure interaction involving three buildings. *Computers and Structures*, **150**, 79-91.
 10. Ganjavi, B., Hajirasouliha, I., and Bolourchi, A.

Life Safety (LS)

۵- سطح عملکرد ایمنی جانی

Commentary (ACI 318R-14).

21. Mazzoni, S., Mckenna, F., Scott, M.H., and Fenves, G.L. (2007) *OpenSees Command Language Manual*.
22. Kolozvari, K., Orakcal, K., and Wallace, J.W. (2015) Shear-Flexure Interaction Modeling of reinforced Concrete Structural Walls and Columns under Reversed Cyclic Loading. *Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, PEER Report*, (2015/12).
23. Raychowdhury, P. (2008) *Nonlinear Winkler-Based Shallow Foundation Model for Performance Assessment of Seismically Loaded Structures*. University of California, San Diego.
24. Das, B.M. (2010) *Geotechnical Engineering Handbook*. J. Ross Publishing.
25. Gazetas, B. (1991) Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* **117**(9), 1363-1381
26. FEMA 356 (2000) *Washington (DC): Federal Emergent Management Agency*.
27. ASCE 41-13 (2013) *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.
28. Harden, C.W. and Hutchinson, T.C. (2009) Beam-on-nonlinear-Winkler-foundation modeling of shallow, rocking-dominated footings. *Earthquake Spectra*, **25**(2), 277-300.
29. NEHRP Consultants Joint Venture (2012) Soil-structure interaction for building structures. *Nist Gcr*, **12**, 917-921.
30. ASCE 41-06 (2007) *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. **41**(6), ASCE Publications.

واژه‌نامه

- ۱- اندرکنش خاک و سازه Soil Structure Interaction (SSI)
- ۲- بار افزون Push Over
- ۳- نیروی مقاوم Passive
- ۴- سطح عملکرد قابلیت Immediate Occupancy (IO)
- استفاده بی وقفه

Investigating the Seismic Behaviour of the RC Wall-Framed System Considering Soil-Structure Interaction

Mahmoud Katrangi¹, Mohammad Mahdi Memarpour^{2*}, and Mansoor Yakhchalian³

1. M.Sc. in Earthquake Engineering, Faculty of Engineering and Technology, Imam Khomeini University, Qazvin, Iran
2. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, Imam Khomeini University, Qazvin, Iran, *Corresponding Author, email: memarpour@eng.ikiu.ac.ir
3. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, Imam Khomeini University, Qazvin, Iran

In most cases of design or assessment of the buildings, the fixed foundation assumption is used and the effect of soil-structure interaction (SSI) is neglected. In fact, considering the SSI effects in analysis leads to substantial changes in the dynamic properties and the dynamic responses of the structure. On the other hand, the shear wall-frame lateral load resisting system is one of the most popular systems for resisting the earthquake and wind loads because of its ability to provide high energy dissipation, high lateral stiffness and high lateral capacity in comparison with shear wall or bare frame only. In this paper, a comprehensive study of the seismic behavior of the RC wall-frame system with and without SSI effects is performed. For this aim, three 5-, 10- and 15-story buildings were simulated in OpenSees software so that the wall-frame dual system for each of them is located at the perimeter of the structure. The shear wall modeling was performed using the shear flexure interaction (SFI) model, which was developed by (Kolozvari et al., 2015). For nonlinear modeling of beams and columns, the beamWithHinges and nonlinearBeamColumn elements were used, respectively. Also, by using the beam on nonlinear Winkler foundation (BNWF) theory the SSI phenomena was simulated. Modal and pushover analyses were carried out in two cases, namely, fixed and flexible bases. The lateral load capacity, structure period, base shear contribution ratios of the shear wall and moment frame and the story drifts were studied in details. Also, for different performance levels, the base shear, story shear force and the development of the plastic hinges were investigated. The results of the modal analyses show that the SSI effects increase the first mode period of the structure and the percentages of increase in the first mode period for the 5-, 10- and 15-story models are 75.2, 23.8 and 13.2%, respectively. In addition, considering the SSI effects in eigenvalue analysis leads to change in the first mode shape of the 5-story model, so that it will be close to linear case. Also, the SSI effects lead to decrease in the base shear capacity of the 5-story model and by increasing the height of structure its effects on the base shear capacity are negligible. The results indicate that the foundation of the shear wall under SSI effects has a rotational movement that decreases the shear wall contribution in bearing the lateral loads and increases the frame base shear contribution at the linear stage. Besides, by increasing the lateral load level, the shear wall base shear contribution ratio increases and more nonlinearity will take place at this stage. In case of flexible base, the story drifts increase, especially in the lower stories and at the high damage stage the base shear contribution ratios of the shear wall and frame will be equal. Also, the SSI effects lead to increase in the seismic demands of the structural components in the lower stories and decrease them at the higher stories.

Reference

1. Kolozvari, K., Orakcal, K., and Wallace, J.W. (2015) *Shear-Flexure Interaction Modeling of Reinforced Concrete Structural Walls and Columns under Reversed Cyclic Loading*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, PEER Report 2015/12.

Keywords: Soil Structure Interaction, Shear Wall-Frame System, Pushover Analysis.