

اصلاح مدل سازی خاک و به کارگیری آن در مدل استخوان ماهی

امیرحسین جعفریه* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه مازندران، بابلسر

حر خسروی (دانشیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

طاها فاضلی فر (کارشناس ارشد)

گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه مازندران، بابلسر

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۴۰۳ (۱۴۰۳-۱۳۹۹، صص. ۲، شماره ۴۰، دردی ۴۰)

دقت مدل سازی های ساده شده معادل و زمان لازم برای پردازش آنها در مطالعه عملکرد لرزه ای سازه ها حائز اهمیت است. در این راستا، مدل ساده شده استخوان ماهی برای مدل سازی قاب های خمشی، دقت مناسبی دارد. از طرفی، وجود خاک می تواند پاسخ سازه را دستخوش تغییر کند. در پژوهش حاضر، دقت مدل های ارائه شده در استانداردهای لرزه ای برای خاک ارزیابی و پس از انجام اصلاحات، مدل ساده شده ای متشکل از فنرهای متمرکز برای مدل سازی خاک در زیر قاب استخوان ماهی ارائه شده است. اصلاحات مذکور از طریق مطالعه منحنی رفتار گشتاور - چرخش فونداسیون ها با مشخصات مختلف، واقع بر خاک با رفتار غیرخطی و ارائه روابطی به منظور تعیین پارامترهای یک منحنی رفتار دوخطی برای انواع خاک و فونداسیون انجام شده است. بررسی پاسخ لرزه ای سیستم های خاک و سازه تحت رکوردهای زلزله نشان می دهد که استفاده از مدل اصلاح شده منجر به پاسخ هایی با دقت مناسب و کاهش زمان پردازش می شود.

واژگان کلیدی: قاب خمشی، مدل استخوان ماهی، اندرکنش غیرخطی خاک و سازه، عملکرد لرزه ای، فنرهای گسترده ای وینکلر.

۱. مقدمه و تاریخچه پژوهش

بررسی عملکرد لرزه ای قاب های خمشی فولادی به عنوان یکی از مهم ترین سیستم های باربر جانبی در مناطق لرزه خیز، حائز اهمیت است. همچنین مدل سازی به روش المان محدود و تحلیل تمامی اعضا تشکیل دهنده سیستم سازه ای، وقت و هزینه پردازش زیادی را می طلبد. به همین منظور، استفاده از مدل های معادل ساده شده جهت بررسی عملکرد سیستم های قاب خمشی فولادی سودمند خواهد بود. پژوهشگران از دیرباز روش های مختلفی را جهت معادل سازی سازه ها مطرح کرده اند. یک سری از آنها مربوط به تبدیل سازه های چنددرجه آزادی به یک سیستم تک درجه آزادی معادل است؛ که به دلیل سادگی و سرعت بالا، همواره پژوهشگران از آن استقبال و از دیرباز به مطالعه پاسخ سیستم های تک درجه آزادی با رفتار کشسان و غیرکشسان توجه کرده اند. [۱-۴]

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۵/۳۰، اصلاحیه ۱۴۰۲/۸/۱۶، پذیرش ۱۴۰۲/۸/۲۱.

استناد به این مقاله:

جعفریه، امیرحسین، خسروی، حر، و فاضلی فر، طاها. ۱۴۰۳. اصلاح مدل سازی خاک و به کارگیری آن در مدل استخوان ماهی. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۲)، صص. ۱۳۹-۱۵۰.

DOI:10.24200/J30.2023.62829.3244

ah.jafari@umz.ac.ir
khosravi@nit.ac.ir
tahafazelifar74@gmail.com

چوپرا و گوئل^۱ (۲۰۰۳)،^[۵] روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال^۲ را ارائه کردند، که در آن به جای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی سازه ی چنددرجه آزادی، با در نظر گرفتن چند سازه ی تک درجه آزادی معادل با هر مود ارتعاشی سازه، با انجام آنالیز دینامیکی غیرخطی برای هر سازه ی معادل، پاسخ سیستم در هر مود ارتعاشی تعیین می شود. هان و چوپرا^۳ (۲۰۰۶)،^[۶] نیز به کمک روش ترکیب مودها و بر پایه ی تفکر تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال، سازه ی چنددرجه را به سازه ی تک درجه آزادی تبدیل کرده و سپس با انجام تحلیل دینامیکی افزاینده^۴، نتایج را با سازه ی واقعی مقایسه کردند. یکی از مدل های چند درجه آزادی معادل قاب خمشی، مدل ساده شده ی استخوان ماهی است، که توسط ناکاشیما^۵ و همکاران (۲۰۰۳)،^[۷] معرفی شد. ایشان یک قاب عمومی را معرفی کردند، که برای شبیه سازی و تخمین پاسخ قاب خمشی فولادی تحت رکوردهای زلزله، دقت مناسبی دارد. مدل ساده شده ی استخوان ماهی که نماینده ی

یک سازه‌ی چندطبقه و چنددهانه است، به‌طور قابل ملاحظه‌ای تعداد درجه‌های آزادی را نسبت به مدل اصلی کاهش می‌دهد و این امکان را فراهم می‌سازد تا عملکرد لرزه‌ای انواع مختلف قاب‌ها با خصوصیات دینامیکی متفاوت، تحت شرایط مختلف بررسی شود. مفروضات مدل‌سازی استخوان ماهی به این شرح است:

- جرم به‌صورت متمرکز در تراز طبقات در نظر گرفته می‌شود؛
- رفتار خمیری اعضا سازه‌ای از طریق قراردادن مفاصل متمرکز خمیری در انتهای اعضا مدل‌سازی می‌شود؛
- اثر پی - دلتا به‌عنوان تقریب مرتبه‌ی اول در نظر گرفته می‌شود؛
- دوران در گره‌های واقع در تراز هر طبقه (محل اتصال تیر به ستون‌ها) یکسان است و از تغییر طول محوری تیر و ستون‌ها صرف‌نظر می‌شود.

به‌طور کلی، قاب عمومی پیشنهادی به‌صورت یک ستون معادل متصل به یک فنر پیچشی در تراز هر طبقه مدل‌سازی می‌شود.

خالو و خسروی (۲۰۱۳)^[۸] نیز با اعمال سه اصلاح، مدل استخوان ماهی را برای ساختمان‌هایی با سیستم قاب خمشی فولادی با فنرهای کشسان خمیری بهبود بخشیدند. خالو و همکاران (۲۰۱۵)^[۹] با استفاده از مدل اصلاح شده‌ی استخوان ماهی برای ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های با قاب معمولی تحت پالس‌های جهت‌پذیر رو به جلو^۶ در زلزله‌های نزدیک گسل، پاسخ لرزه‌ای قاب‌ها را با دقت کافی و هزینه‌ی محاسباتی کم تخمین زدند و توانستند طیف گسترده‌تری از سازه‌ها را بررسی کنند. سلیمانی و همکاران (۲۰۱۹)^[۱۰] مدل اصلاح شده‌ی استخوان ماهی را برای سازه‌های بتنی گسترش دادند. واتقی امیری و همکاران (۲۰۲۰)^[۱۱] نیز یک سازه‌ی جانشین تک درجه آزادی جهت بررسی احتمالاتی عملکرد قاب‌های خمشی ویژه پیشنهاد دادند.

از طرفی باید در نظر داشت که حضور خاک، پاسخ سازه‌ها را دستخوش تغییر می‌کند. در بررسی‌های پارامتریک به‌دلیل پیچیده شدن مدل، عمدتاً رفتار خاک خطی و یا خطی معادل در نظر گرفته شده است. اما مطالعات نشان داده است که رفتار غیرخطی خاک، می‌تواند از طریق استهلاک انرژی ورودی به سازه، پاسخ آن را تحت تأثیر قرار دهد. روش‌های مختلفی برای مدل‌سازی خاک در زیر فونداسیون وجود دارد؛ که یکی از آن‌ها، مدل‌سازی مستقیم خاک است. در این حالت به روش المان محدود^۷ خاک به‌صورت یک فضای نیمه بی‌نهایت و به شکل سه‌بعدی در زیر فونداسیون مدل خواهد شد. اگرچه روش مدل‌سازی المان محدود خاک با دقت بالایی می‌تواند رفتار خاک را شبیه‌سازی کند، اما وجود مشکلات متعددی همچون افزایش زمان مدل‌سازی و همچنین افزایش قابل ملاحظه‌ی زمان تحلیل‌ها منجر خواهد شد که روش مدل‌سازی المان محدود فقط برای بررسی محدود و موردی سیستم‌های خاک و سازه کارایی داشته باشد.

روش پیشنهادی دیگر برای مدل‌سازی خاک، استفاده از فنر و میراگر متمرکز در زیر فونداسیون بوده است. در این راستا، روشی توسط استاندارد ASCE – ۴۱^[۱۲] پیشنهاد شده است؛ که در آن، از سه مجموعه فنر و میراگر برای شبیه‌سازی سختی و میرایی در جهت‌های چرخشی، افقی و قائم فونداسیون استفاده می‌شود. ضرایب این فنر و میراگرها بر مبنای مطالعات گزناس^۸ (۱۹۹۱)^[۱۳] برای فونداسیون سطحی و مدفون ارائه شده است. یکی دیگر از روش‌های ارائه‌شده در استاندارد ASCE – ۴۱^[۱۲] برای مدل‌سازی رفتار خاک در زیر فونداسیون، استفاده از فنرهای گسترده در زیر فونداسیون است؛ که در آن، جهت مدل‌سازی سختی و

میرایی قائم و دورانی خاک، فنر و میراگرهای گسترده‌ی قائم خاک در زیر فونداسیون قرار می‌گیرند. سختی و میرایی افقی فونداسیون نیز به کمک فنر و میراگر افقی، که در وسط فونداسیون قرار می‌گیرد، مدل‌سازی می‌شود. مطالعات گسترده‌ای در زمینه‌ی ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه انجام شده است. در حالت کلی، مطالعات نشان می‌دهند حضور خاک موجب افزایش میرایی مؤثر و همچنین افزایش دوره‌ی تناوب اساسی سیستم خاک و سازه می‌شود، که در نهایت منجر به کاهش تقاضای لرزه‌ای می‌شود. اولین مطالعات بر روی سیستم‌های غیرخطی خاک و سازه توسط ولتسوس و وریک^۹ (۱۹۷۴)^[۱۴] انجام شده است. قتاد و جعفری (۲۰۱۴)^[۱۵] نیز نسبت تغییرمکان غیرکشسان را برای سیستم‌های خاک و سازه با در نظر گرفتن بلندشدگی فونداسیون اصلاح کردند و خاک را توسط فنرهای گسترده‌ی وینکار مدل‌سازی کرده‌اند. بررسی نسبت تغییرمکان غیرکشسان در مطالعه‌ی اخیر نشان داد که در نظر گرفتن بلندشدگی فونداسیون، منجر به افزایش تغییرمکان کل سیستم خاک و سازه شده است، اما شکل‌پذیری سازه به‌عنوان بخشی از سیستم خاک و سازه کاهش یافته است. همچنین جعفری و قتاد (۲۰۲۰)^[۱۶] نشان دادند افزایش رفتار غیرخطی در زیر فونداسیون با کاهش ضریب اطمینان طراحی در مقابل بار قائم می‌تواند انرژی ورودی به سازه را مستهلک کند و باعث کاهش تقاضای لرزه‌ای در سازه شود. حق‌اللهی و بهنام‌فر (۲۰۲۰)^[۱۷] عملکرد فروریزش قاب‌های خمشی ویژه را با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه بررسی کردند و نشان دادند که به منظور کمتر نگه‌داشتن احتمال فروریزش از یک مقدار مشخص نیاز است شتاب طیفی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، کمتر از مقدار نظیر پایه‌ی صلب باشد. آنها در مدل‌سازی، از تیر بر روی فونداسیون غیرخطی استفاده کردند. واتقی امیری و همکاران (۲۰۲۰)^[۱۸] یک روش احتمالاتی برای در نظر گرفتن تأثیر اندرکنش خاک و سازه در طراحی سازه‌ها ارائه کردند. ایشان در مدل‌سازی از مدل متمرکز خاک استفاده کردند. واتقی امیری و قتاد (۲۰۲۲)^[۱۹] نشان دادند که به‌منظور ارزیابی مشارکت خاک بر پاسخ لرزه‌ای سیستم‌های خاک و سازه لازم است مدل سازه، دقتی مناسب و رفتاری نزدیک به واقعیت داشته باشد. حمیدپور و همکاران (۲۰۲۲)^[۲۰] بر پایه‌ی آزمایش‌ها، یک مدل رفتاری غیرخطی برای فونداسیون ارائه کردند. همان‌طور که بررسی شده است، وجود خاک در زیر فونداسیون بر عملکرد سازه‌ی فوقانی تأثیرگذار است. جهت دستیابی به پاسخ دقیق، لازم است سیستم‌ها با جزئیات مدل‌سازی شوند، که به‌دلیل افزایش هزینه‌ی پردازش، نمی‌توان تعداد قابل ملاحظه‌ای مدل را در یک پژوهش مطالعه کرد. هدف در پژوهش حاضر، ارزیابی کارایی مدل‌های ساده شده‌ی خاک است. در این راستا، با انجام آنالیز تاریخی زمانی غیرخطی، پاسخ سیستم‌ها با استفاده از مدل‌های ساده‌شده با پاسخ دقیق آن‌ها تحت تعدادی رکورد مقایسه شده است. در مطالعه‌ی حاضر، بعد از بررسی دقت مدل ساده شده‌ی پیشنهادی ASCE – ۴۱^[۱۲]، با مطالعه‌ی تعدادی فونداسیون با مشخصات مختلف واقع‌شده بر روی انواع خاک، اصلاحاتی برای سختی و مقاومت مدل‌های ساده پیشنهاد شده است. در گام بعد نیز دقت و کارایی مدل‌های ارائه شده ارزیابی شده است.

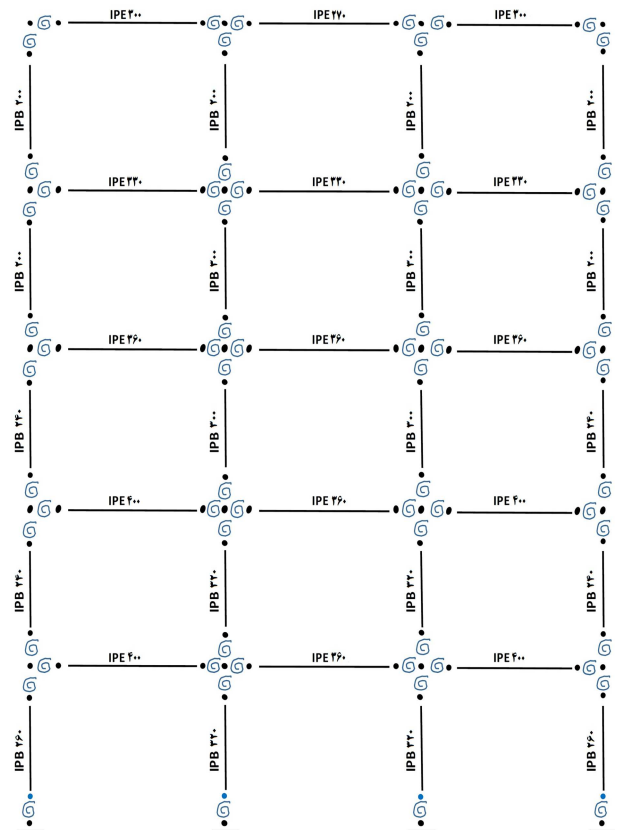
۲. نحوه‌ی مدل‌سازی سازه و خاک و انجام تحلیل‌ها

در بخش کنونی، نحوه‌ی طراحی قاب‌های اصلی و مدل‌سازی آنها، مدل‌های معادل استخوان ماهی تشریح شده است. در ادامه، نیز ضمن بررسی انواع روش‌های مدل‌سازی خاک، مدل اصلاح شده در پژوهش حاضر معرفی شده است.

۱.۲. مدل سازی قاب

در مطالعه‌ی حاضر، سه سازه‌ی فولادی ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه در نظر گرفته شده‌اند. فرض شده است که سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه در هر دو راستا، سه دهانه و سازه‌ی ۱۵ طبقه در هر دو راستا، ۴ دهانه‌ی ۵ متری دارد. ارتفاع طبقات نیز در تمامی سازه‌ها ۳ متر فرض شده است. از هر سازه، یکی از قاب‌های میانی جهت بررسی و مطالعه انتخاب شده است. قاب‌ها مطابق با آیین‌نامه‌ی میبث ششم^[۲۱]، بارگذاری و براساس میبث دهم مقررات ملی^[۲۲] طراحی شده‌اند. طراحی اعضاء سازه‌ای و کنترل‌های لازم با استفاده از نرم‌افزار سپ^[۲۳]، انجام شده است. کاربری ساختمان‌های طراحی شده از نوع مسکونی در منطقه‌ای با پهنی خطر نسبی زیاد (شتاب میانی ۰/۳g) و سیستم باربر سازه‌ای قاب‌ها از نوع قاب خمشی فولادی ویژه بوده است. همچنین فرض شده است که قاب‌ها بر روی خاک نوع III مطابق با استاندارد ۲۸۰۰^[۲۴] واقع شده‌اند. جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های طراحی شده و انجام آنالیز تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی، مدل‌سازی قاب‌های مذکور مجدداً در نرم‌افزار آپنسیس^[۲۵]، انجام شده است. در شکل ۱، مدل قاب ۵ طبقه به‌عنوان نمونه و نحوه‌ی اتصال اعضاء تیر و ستون به وسیله‌ی فنرهای پیچشی به همراه مقاطع تشکیل‌دهنده‌ی آنها مشاهده می‌شود.

مقاطع تیرها در قاب‌های اخیر از نوع نیم‌پهن و مقاطع ستون از نوع بال پهن در نظر گرفته شده‌اند. در پژوهش حاضر، جهت مدل‌سازی مفصل خمشی در قاب‌های فولادی، از فنرهای متمرکز غیرخطی با رفتار دوخطی و همچنین مدل رفتاری دارای زوال^[۲۶] در دو انتهای المان‌های کشسان تیر و ستون استفاده شده است.



شکل ۱. نحوه‌ی مدل‌سازی قاب ۵ طبقه.

۲.۲. مدل سازی قاب استخوان ماهی

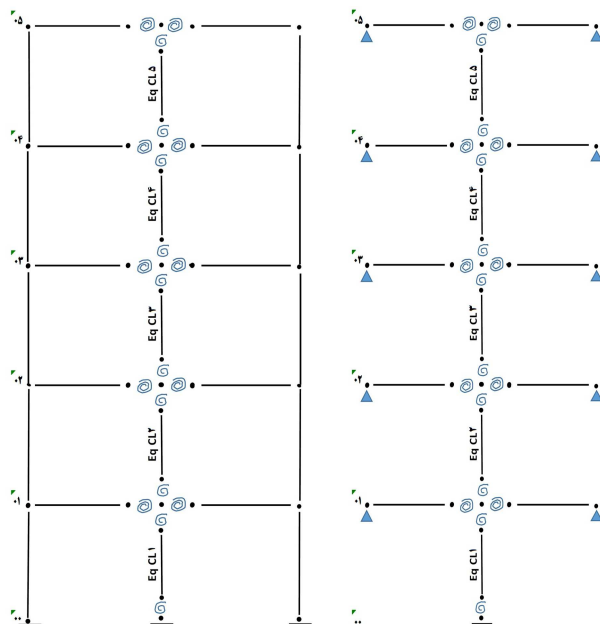
همان‌طور که در بخش‌های پیشین ذکر شد، در ابتدا مدل استخوان ماهی که با نام قاب عمومی شناخته می‌شود، از یک ستون تشکیل شده بود، که در تراز هر طبقه به فز پیچشی متصل بوده است. سختی و ظرفیت فنرهای پیچشی معادل تیرها و ستون معادل در هر طبقه با استفاده از روابط ۱ و ۲ تعیین می‌شود:^[۷]

$$K_{Bi} = 2 \sum_{j=1}^r \frac{6(EI)_{Bij}}{L_j} \quad pM_{Bi} = 2 \sum_{j=1}^r pM_{Bij} \quad (1)$$

$$K_{Ci} = \sum_{j=1}^{r+1} \frac{12(EI)_{Cij}}{H_i} \quad pM_{Ci} = \sum_{j=1}^{r+1} pM_{Cij} \quad (2)$$

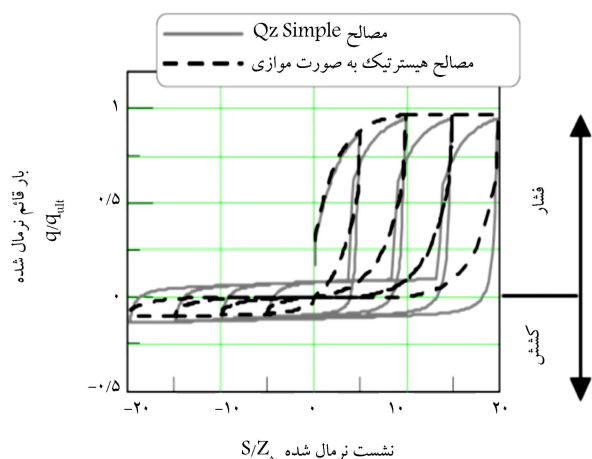
که در آنها، EI سختی خمشی مقطع، K سختی المان، pM ظرفیت خمشی مقطع، L_j طول دهانه‌ها، H_i ارتفاع طبقات، r تعداد کل دهانه‌ها و اندیس‌های B و C به ترتیب معرف تیر و ستون هستند. در پژوهش حاضر، از مدل استخوان ماهی اصلاح شده به‌عنوان سازه‌ی معادل برای قاب خمشی استفاده شده است. در شکل ۲، قاب ۵ طبقه‌ی مدل استخوان ماهی و استخوان ماهی اصلاح شده به صورت شماتیک مشاهده می‌شود.

مدل رفتاری استفاده شده در قاب استخوان ماهی، مانند مدل رفتاری قاب اصلی است و تفاوتی در مدل‌های رفتاری قاب‌ها وجود ندارد. همچنین این تذکر لازم است که در مدل استخوان ماهی، از تغییرشکل‌های محوری در تیرها و ستون‌ها صرف‌نظر می‌شود. در شکل ۲ - ب، اعضاء خرابایی در دو طرف مدل استخوان ماهی اضافه شده است، تا تغییرشکل محوری ستون‌ها نیز در مدل لحاظ شود. در مدل استخوان ماهی، با در نظر گرفتن جرم هر طبقه به‌صورت متمرکز، خمیری شدن اعضاء تیر و ستون با استفاده از فنرهای غیرخطی در انتهای اعضاء مدل‌سازی می‌شود. بررسی خالو و خسروی (۲۰۱۳)^[۸] نشان داده است که به‌دلیل حضور بار ثقلی بر روی قاب، منحنی رفتار مفصل خمیری دو انتهای تیرها فقط در سیکل



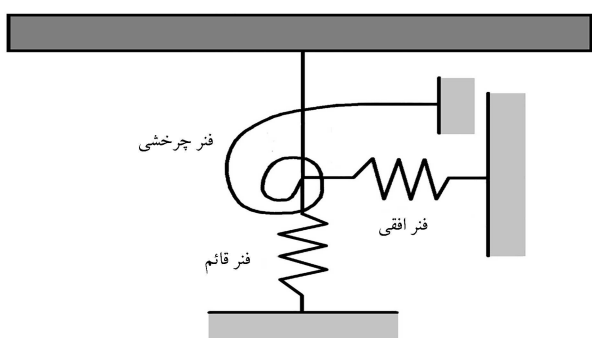
الف) مدل استخوان ماهی؛ ب) مدل استخوان ماهی اصلاح شده.

شکل ۲. مدل‌های ساده شده‌ی استخوان ماهی برای قاب ۵ طبقه.



شکل ۴. مدل رفتاری QzSimple [۲۷]

فونداسیون صلب



شکل ۵. مدل‌سازی معادل خاک با استفاده از فنرهای متمرکز ۱ - SM و ۲ - SM.

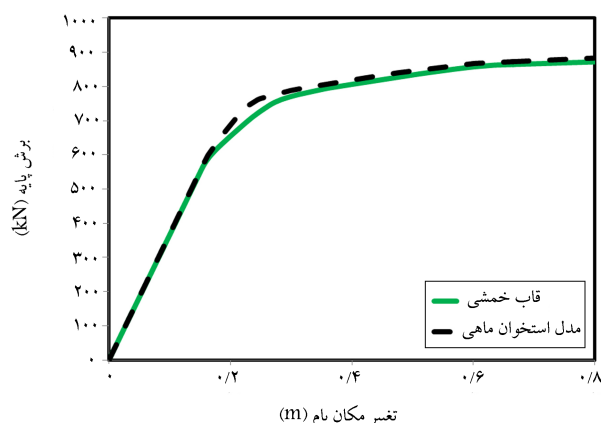
برشی، در استاندارد ۴۱ - ASCE، ضریب کاهش برای مدول برشی براساس شتاب طیفی و نوع خاک در نظر گرفته شده است.

در استاندارد ۴۱ - ASCE، منحنی رفتار در نظر گرفته شده برای فنرهای خاک، کشسان‌خمیری است و مقاومت نهایی فونداسیون در مقابل حرکت چرخشی با استفاده از رابطه‌ی ۳ تعیین می‌شود:

$$M_f = \frac{PL}{\gamma} \left(1 - \frac{q}{q_c} \right) \quad (3)$$

که در آن، P وزن لرزه‌ای سازه، L طول فونداسیون، q شدت بار وارده بر روی خاک و q_c ظرفیت باربری خاک هستند.

به منظور تحلیل غیرخطی و تعیین نشست زیر فونداسیون روش دوم پیشنهاد می‌شود، که در آن مطابق شکل ۶، فنرهای قائم خاک به صورت گسترده در زیر فونداسیون قرار می‌گیرند، به گونه‌ای که سختی دو انتهای فونداسیون بیش از سختی میانی در نظر گرفته می‌شود. در این حالت، درگیر بودن سختی دورانی و قائم در مدل‌سازی لحاظ می‌شود. اما در استاندارد ۴۱ - ASCE، ذکر شده است که در صورت استفاده از هر نوع توزیع فنر در زیر فونداسیون لازم است کنترل شود که سختی درجه‌های آزادی مختلف مطابق روش اول تأمین شود. بررسی‌ها نشان می‌دهند چنانچه سختی زیر فونداسیون مطابق ضرایب سختی مندرج در شکل ۶ توزیع شود، سختی مؤثر در درجه‌های آزادی مختلف لزوماً برای فونداسیون‌های کاربردی و مرسوم در زیر سازه‌ها، تطابق و تناسب لازم با سختی فنرهای متمرکز ارائه شده در روش اول نخواهد داشت. زیرا سختی میانی براساس سختی قائم فونداسیون نواری به طول



شکل ۳. مقایسه‌ی منحنی ظرفیت قاب ۱۰ طبقه با مدل استخوان ماهی نظیر.

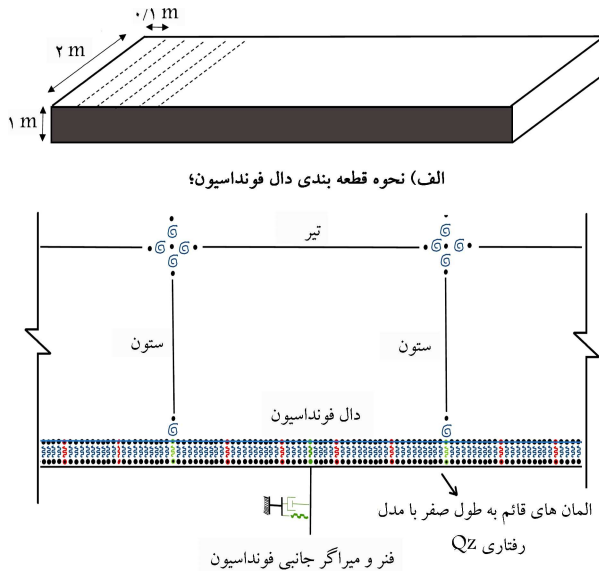
اول بارگذاری، سه خطی است و در سیکل‌های بعدی یک منحنی رفتار دوخطی می‌تواند دقت مناسبی داشته باشد. مقایسه‌ی منحنی ظرفیت قاب ۱۰ طبقه‌ی پایه صلب با منحنی ظرفیت مدل استخوان ماهی معادل نظیر در شکل ۳ دقت مناسبی را نشان می‌دهد.

۳.۲. مدل‌سازی خاک

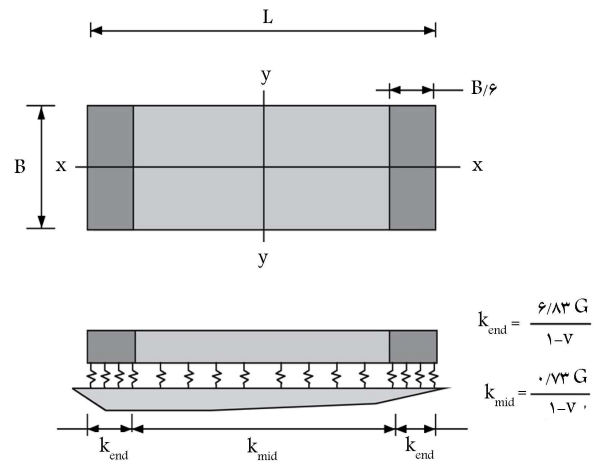
جهت مدل‌سازی خاک در زیر فونداسیون، روش‌های مختلفی در مراجع و آیین‌نامه‌ها ارائه شده است. همان‌طور که ذکر شد، یکی از دقیق‌ترین روش‌های مدل‌سازی خاک، مدل مستقیم است، که در آن خاک به روش المان محدود مدل‌سازی می‌شود؛ اما هزینه و زمان پردازش آن می‌تواند بسیار طولانی باشد. لذا عملاً انجام پژوهش‌هایی که در آن لازم است طیف وسیعی از سیستم‌های خاک و سازه بررسی و تحت تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی قرار گیرند، امکان‌پذیر نخواهد بود. در این راستا، مدل‌های ساده شده‌ی مختلفی ارائه شده است. مدل فنرهای گسترده‌ی وینکلر، یکی از مدل‌های مذکور است، که در آن فنرها به صورت گسترده در زیر فونداسیون توزیع می‌شوند تا سختی لازم را در درجه‌های آزادی مختلف تأمین کنند. دقت مدل مذکور قطعاً به مدل رفتاری و توزیع سختی در نظر گرفته شده برای فنرها وابسته خواهد بود. در این راستا کاتر^{۱۲} و همکاران (۲۰۰۶)،^[۲۷] مدل رفتاری QzSimple را برای فنرهای زیر فونداسیون ارائه کردند، که در شکل ۴ مشاهده می‌شود. منحنی رفتار مدل مذکور با استفاده از آزمایش‌های سانتریفیوژ کالیبره شده و ضرایب مورد نیاز جهت معرفی منحنی رفتار، به صورت عددی تعیین شده است. البته در مطالعه‌ی اخیر برای دست‌یابی به نتایج با دقت مناسب، لازم است فاصله‌ی فنرهای گسترده در زیر فونداسیون به میزان ۴ الی ۵ درصد بُعد فونداسیون در نظر گرفته شود. این موضوع منجر به تقسیم شدن المان پی به تعداد زیادی از اعضا کوچک می‌شود؛ که در نهایت، زمان انجام تحلیل تاریخچه‌ی زمانی به صورت قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. لذا با توجه به پیچیدگی مدل QzSimple، همچنان ارائه‌ی مدل‌های ساده شده با دقت مناسب، جهت مدل‌سازی خاک حائز اهمیت است.

در استاندارد ۴۱ - ASCE، دو روش برای مدل‌سازی خاک در زیر فونداسیون معرفی شده است:

در روش اول، مطابق شکل ۵، در زیر فونداسیون‌های صلب، فنرهای خاک برای درجه‌های آزادی مختلف به صورت متمرکز قرار می‌گیرند. سختی فنرها با توجه به مدل ارائه شده توسط گزناس (۱۹۹۱) و یا دیسک معادل^[۲۸] براساس ابعاد فونداسیون و مدول برشی مؤثر خاک تعیین می‌شود. به دلیل کاهش سختی خاک با افزایش کرنش



شکل ۶. روش دوم مدل سازی خاک با استفاده از فنرهای گسترده در استاندارد ASCE - ۴۱.



شکل ۶. روش دوم مدل سازی خاک با استفاده از فنرهای گسترده در استاندارد ASCE - ۴۱.

بی نهایت و سختی دو انتها نیز براساس سختی قائم فونداسیون به ابعاد $B \times B/6$ تعیین می شود. این تذکر لازم است که مدل رفتاری پیشنهادی برای فنرهای خاک در استاندارد ASCE - ۴۱، کشسان خمیری است، که متفاوت با مدل رفتاری واقعی خاک است.

۴.۲. اصلاح مدل متمرکز و ساده شده ی خاک

در پژوهش حاضر، هدف اصلاح مدل متمرکز و ساده شده ی خاک به منظور افزایش دقت و به کارگیری آن در زیر مدل استخوان ماهی است. در این راستا، در گام اول لازم است یک مدل مبنا جهت مقایسه ی نتایج مدل های ساده شده ی پیشنهادی تهیه شود. در مدل مبنای مورد نظر، مدل سازی خاک در زیر فونداسیون با استفاده از فنرهای گسترده ی وینکلر انجام شده است. لذا فرض شده است که در زیر هر قاب مورد بررسی، فونداسیون نواری قرار دارد. در ابتدا، سختی خاک در درجه های آزادی مختلف با استفاده از مدل دیسک معادل^[۲۸] طبق روابط ۴ و ۵ تعیین می شود:

$$K_x = \frac{\lambda}{2-v} G r_x \quad (4)$$

$$K_\theta = \frac{\lambda}{3(1-v)} G r_\theta \quad (5)$$

که در آنها، G مدول برشی، v نسبت پواسون، $r_x = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}}$ و $r_\theta = \sqrt{\frac{I_f}{\pi}}$ هستند. جهت تعیین شعاع معادل فونداسیون، مساحت فونداسیون و ممان اینرسی سطح فونداسیون است. همچنین جهت انجام تحلیل تاریخچه ی زمانی و به منظور لحاظ کردن میرایی خاک در تحلیل ها، ضریب میراگر خاک در درجه های آزادی مختلف نیز براساس روابط ۶ و ۷ تعیین می شود:

$$C_x = \frac{\pi}{\lambda} (2-v) \frac{r_x}{V_S} k_x \quad (6)$$

$$C_\theta = \frac{3\pi}{16} (1-v) \frac{r_\theta}{V_S} k_\theta \quad (7)$$

ضرایب مدل دیسک معادل براساس تئوری مقاومت مصالح تعیین و نشان داده شده است که پاسخ فونداسیون با مدل مذکور، دقت خوبی منطبق بر مدل دقیق داشته است.^[۲۸] همچنین این تذکر لازم است که گرتاس^[۱۳] با مدل سازی سه بعدی توده ی خاک و انجام آنالیز دینامیکی بسامدی برای فونداسیون های مستطیلی نشان داده

شکل ۷. نحوه ی مدل سازی خاک در زیر فونداسیون مدل مبنا (BM).

است که پاسخ فونداسیون با فنرهای متمرکز با دقت خوبی بر پاسخ مدل مستقیم سه بعدی منطبق است.

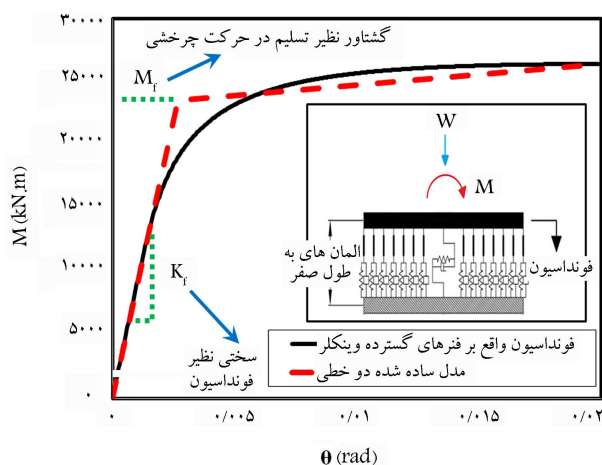
مطابق شکل ۷، جهت مدل سازی سختی و میرایی افقی خاک، یک فرو میراگر به وسط فونداسیون متصل شده است. ضریب سختی و میرایی مربوط به فرو میراگرهای گسترده ی قائم به گونه ای تعیین شده است که سختی و میرایی دورانی مدل متمرکز طبق روابط ۵ و ۷ تأمین شود. مقاومت نهایی خاک زیر فونداسیون نیز براساس ضریب اطمینان مورد نظر در مقابل باربری قائم خاک تعیین شده است. مقدار q_{ult} طبق رابطه ی ۸ تعیین می شود:

$$q_{ult} = \frac{WFS}{A_f} \Delta A \quad (8)$$

که در آن، ΔA سطح باربر هر المان قائم، W وزن لرنه های سازه و FS ضریب اطمینان در نظر گرفته شده برای فونداسیون است.

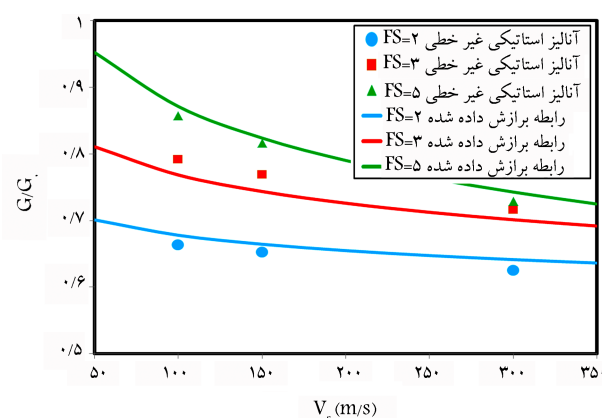
براساس مطالعات کاتر و همکاران (۲۰۰۶)^[۲۷]، پاسخ فونداسیون در حالی که در مدل سازی عددی از فنرهای گسترده ی وینکلر با مدل رفتاری QzSimple استفاده شده است، در مقایسه با پاسخ نظیر مدل آزمایشگاهی سانتیفریو تطابق مناسبی را نشان می دهد. مطابق شکل ۴، در مدل رفتاری QzSimple سختی خاک با افزایش کرنش تغییر کرده و همچنین تغییر سختی خاک با توجه به تغییر جهت بارگذاری (باربرداری) نیز لحاظ شده است. همچنین در مطالعات کاتر و همکاران (۲۰۰۶)^[۲۷]، مدل رفتاری QzSimple در آزمایش های چرخه ای آرام و دینامیکی بررسی شده و دقت مناسبی را نشان داده است. لذا در پژوهش حاضر، مدل مذکور به عنوان مدل مبنا و دقیق در نظر گرفته شده و مدل ساده شده ی شکل ۵ (که توسط استاندارد ASCE - ۴۱، ارائه شده است)، با آن مقایسه شده است.

در شکل ۸، نمودار $M - \theta$ برای فونداسیون در دو حالت مشاهده می شود. منحنی های مرتبط با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی فونداسیون ترسیم شده است. به بیان دیگر، گشتاور وارده به فونداسیون به تدریج افزایش یافته و در هر گام، دوران نظیر فونداسیون ثبت شده است. در حالت اول، منحنی مذکور برای مدلی ترسیم شده است که در آن از فنرهای گسترده ی وینکلر با مدل رفتاری (QzSimple) (شکل ۷) استفاده شده است (مدل مبنا)؛ در حالی که منحنی دوم، براساس مدل

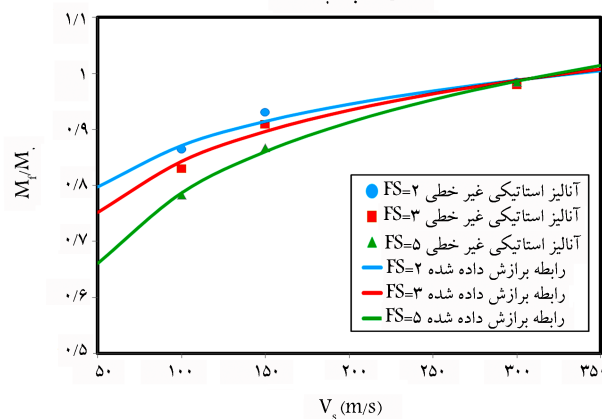


شکل ۹. نحوه تعیین منحنی رفتار دوخطی $M - \theta$ برای مدل اصلاح شده (فونداسیون واقع بر روی خاک با سرعت موج برشی 100 (m/s) و ضریب اطمینان ۳).

شکل ۸. نمودار $M - \theta$ برای فونداسیون با در نظر گرفتن مدل ساده شده استاندارد ۴۱-ASCE و مدل مبنا برای فونداسیون واقع بر روی خاک با سرعت موج برشی 100 (m/s) و ضریب اطمینان ۳.



الف) نسبت G/G_0



ب) نسبت M_f/M_{f0}

شکل ۱۰. مقایسه‌ی مقادیر به‌دست آمده برای G/G_0 و M_f/M_{f0} از تحلیل استاتیکی غیرخطی با مقادیر نظیر به‌دست آمده از روابط برآزش داده شده.

$$\frac{M_f}{M_{f0}} = (0.251FS + 0.564) \ln(V_s) - 0.1438(FS) + 0.6679 \quad (10)$$

در شکل ۱۰، روابط برآزش داده شده با نتایج به‌دست آمده از تحلیل‌ها برای برخی از فونداسیون‌ها مقایسه شده‌اند، که نتایج به‌دست آمده، انطباق خوبی را نشان می‌دهند.

متمرکز استاندارد ۴۱-ASCE (شکل ۵) با استفاده از مدول برشی کاهش یافته تهیه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، این دو منحنی اختلاف قابل ملاحظه‌ای با یکدیگر دارند. با توجه به اختلاف قابل ملاحظه‌ی دو منحنی به‌دست آمده برای فونداسیون، قطعاً مدل ساده شده استاندارد ۴۱-ASCE دقت مناسبی در پیش‌بینی عملکرد سیستم خاک و سازه نخواهد داشت. لذا در مطالعه‌ی حاضر، پیشنهادی جهت اصلاح مدل ساده شده استاندارد ۴۱-ASCE ارائه شده است. به‌منظور اصلاح مدل خاک، تعدادی فونداسیون گسترده‌ی نواری برای سازه‌های بررسی شده بر روی خاک با فنرهای وینکلر در نظر گرفته شده‌اند. سپس تحلیل استاتیکی غیرخطی برای فونداسیون‌های مذکور بدون حضور قاب انجام و منحنی برای هر کدام ترسیم شده است. در مطالعه‌ی حاضر، سه ضریب اطمینان ۲، ۳ و ۵ و سه سرعت موج برشی 100 ، 150 و 300 متر بر ثانیه برای خاک لحاظ شده است. سپس منحنی $M - \theta$ به‌دست آمده برای هر فونداسیون با استفاده از الگوریتم ارائه شده در استاندارد ۴۱-ASCE به منحنی دوخطی تبدیل شده است. در این فرایند لازم است سطح زیر دو منحنی یکسان شود و محل تقاطع دو منحنی در 0.6 مقاومت تسلیم صورت گیرد.

نمونه‌ای از تحلیل صورت‌گرفته در شکل ۹ مشاهده می‌شود. در مدل اصلاح شده‌ی پیشنهادی در پژوهش حاضر، منحنی دوخطی به‌دست آمده در شکل ۹ به جای رفتار کشسان‌خمیری در نظر گرفته شده در استاندارد ۴۱-ASCE به فنر چرخشی شکل ۹ اختصاص یافته است.

تحلیل نمایش داده شده در شکل ۹ برای انواع فونداسیون صورت گرفته و سپس با توجه به شیب اولیه‌ی منحنی دوخطی، ضریب اصلاحی جدیدی برای نسبت مدول برشی خاک (G/G_0) ارائه شده است. همچنین ضریب اصلاحی برای نسبت مقاومت چرخشی فونداسیون به مقاومتی که توسط استاندارد ۴۱-ASCE در رابطه‌ی ۳ پیشنهاد شده است، محاسبه شده است (M_f/M_{f0}).

در ادامه، به‌منظور استفاده از نتایج برای انواع فونداسیون، فرمول‌هایی برای ضرایب اصلاحی برآزش داده شده است، که در روابط ۹ و ۱۰ ارائه شده‌اند:

$$\frac{G}{G_0} = (-0.279FS + 0.225) \ln(V_s) + 0.5573(FS)^{0.5768} \quad (9)$$

جدول ۱. مشخصات رکوردهای انتخابی زلزله.

شماره	سال وقوع	نام زلزله	نام ایستگاه	بزرگا	فاصله از گسل	سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)	PGA (g)
۱	۱۹۸۴	Morgan Hill	Gilroy Array #2	۶/۱۹	۱۳/۶۹	۲۷۰/۸۴	۰/۱۶۲
۲	۲۰۱۱	Christchurch New Zealand	TPLC	۶/۲	۱۶/۶۱	۲۴۹/۲۸	۰/۱۲۵
۳	۱۹۸۶	N. Palm Springs	Palm Springs Airport	۶/۰۶	۱۰/۸۴	۳۱۲/۴۷	۰/۱۶۰۵
۴	۱۹۴۱	Northern Calif-01	Ferndale City Hall	۶/۴	۴۴/۶۸	۲۱۹/۳۱	۰/۱۱۴
۵	۱۹۵۱	Northwest Calif-03	Ferndale City Hall	۵/۸	۵۳/۷۷	۲۱۹/۳۱	۰/۱۰۷
۶	۱۹۵۴	Northern Calif-03	Ferndale City Hall	۶/۵	۲۷/۰۲	۲۱۹/۳۱	۰/۱۶۲
۷	۱۹۶۶	Parkfield	Cholame - Shandon Array #8	۶/۱۹	۱۲/۹	۲۵۶/۸۲	۰/۱۲۴
۸	۱۹۶۷	Northern Calif-05	Ferndale City Hall	۵/۶	۲۸/۷۳	۲۱۹/۳۱	۰/۲۵۳
۹	۱۹۶۸	Borrego Mtn	El Centro Array #9	۶/۶۳	۴۵/۶۶	۲۱۳/۴۴	۰/۱۳۲
۱۰	۱۹۷۵	Northern Calif-07	Petrolia General Store	۵/۲	۳۴/۶۷	۳۶۸/۷۲	۰/۱۶۷
۱۱	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	Calipatria Fire Station	۶/۵۳	۲۴/۶	۲۰۵/۷۸	۰/۱۲۸
۱۲	۱۹۸۰	Mammoth Lakes-06	Benton	۵/۹۴	۴۴/۲۱	۳۷۰/۹۴	۰/۱۱
۱۳	۱۹۸۰	Victoria Mexico	SAHOP Casa Flores	۶/۳۳	۳۹/۳	۲۵۹/۵۹	۰/۱
۱۴	۱۹۸۱	Corinth Greece	Corinth	۶/۶	۱۰/۲۷	۳۶۱/۴	۰/۲۳۶
۱۵	۱۹۸۱	Westmorland	Niland Fire Station	۵/۹	۱۹/۲۹	۲۱۲	۰/۱۰۱
۱۶	۱۹۷۱	San Fernando	LA - Hollywood Stor FF	۶/۶۱	۲۲/۷۷	۳۱۶/۴۶	۰/۲۲۴
۱۷	۱۹۷۱	San Fernando	Whittier Narrows Dam	۶/۶۱	۱۳/۰۴	۲۹۸/۶۸	۰/۱۰۱

۳. مدل ساده شده پیشنهادی در پژوهش حاضر، مدل ۲ - SM است، که در آن مدل استخوان ماهی نظیر قاب سازه‌ای بر روی فنرهای متمرکز اصلاح شده مطابق شکل ۵ قرار دارد. منحنی رفتار فنرهای متمرکز در مدل ۲ - SM مطابق روابط ۷ و ۸ اصلاح شده است.

در ادامه، با انجام تحلیل‌های تاریخی‌ی زمانی غیرخطی، کارایی مدل پیشنهادی توسط استاندارد ۴۱ - ASCE، یعنی مدل ۱ - SM و مدل اصلاح شده در پژوهش حاضر، یعنی مدل ۲ - SM ارزیابی شده است. این موضوع از طریق مقایسه‌ی پاسخ سیستم‌های خاک و سازه در حالت‌های مختلف با مدل مبنای نظیر (BM) انجام شده است. مطابق استاندارد ۷ - ASCE^[۲۹] جهت انجام تحلیل‌های تاریخی‌ی زمانی لازم است دست‌کم یک مجموعه شامل ۱۱ رکورد انتخاب شود، که از لحاظ بزرگا، خصوصیات منبع، فاصله تا منبع و شرایط ساختگاه تا حد امکان مشابه باشند. در مطالعه‌ی حاضر، ۱۷ رکورد زلزله‌ی ثبت شده بر روی خاک نوع III انتخاب شده‌اند، که بزرگای زلزله‌ی آنها بین ۵ الی ۷ و فاصله تا منبع کمتر از ۵۰ کیلومتر بوده و از نوع حوزه‌ی نزدیک نبوده‌اند. فهرست رکوردهای استفاده شده و مشخصات ایستگاه‌های انتخابی در جدول ۱ ارائه شده است.

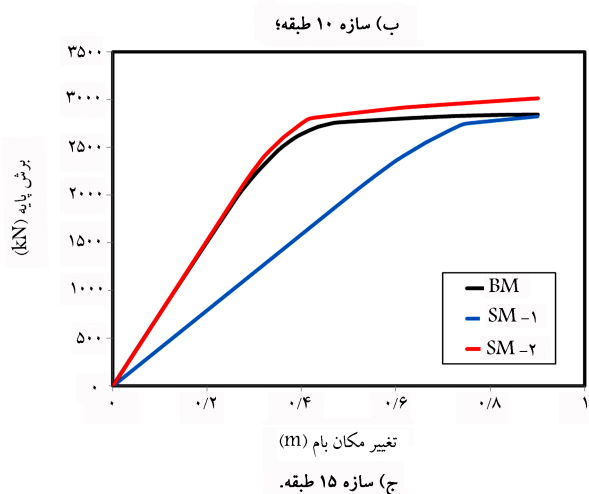
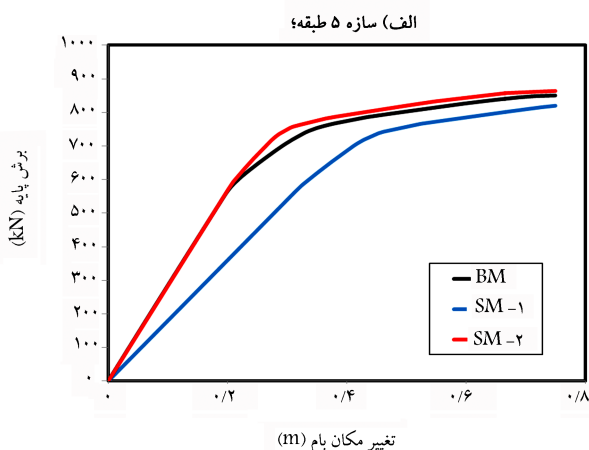
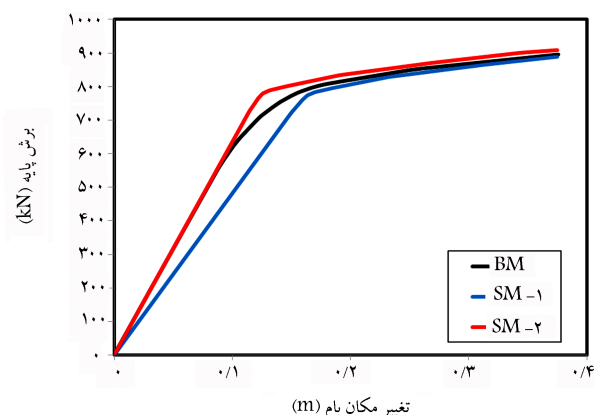
مقایسه‌ی مقادیر به دست آمده از تحلیل‌ها با مقادیر پیشنهادی استاندارد ۴۱ - ASCE نشان می‌دهد نسبت به دست‌آمده از تحلیل‌ها، بزرگ‌تر از مقادیر پیشنهادی در استاندارد ۴۱ - ASCE است. به بیان دیگر، سختی مؤثر خاک بیش از مقدار ارائه شده توسط استاندارد ۴۱ - ASCE است. این در حالی است که لنگر خمشی متناظر با تسلیم فونداسیون کمتر از مقدار پیشنهادی در استاندارد ۴۱ - ASCE است و همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقادیر $(M_f/M_f.)$ کمتر از واحد هستند.

۳. ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های خاک و سازه

در ادامه، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های سازه‌ای، با مدل‌سازی فونداسیون و خاک در زیر آنها در سه حالت بررسی شده است:

۱. مدل مبنای BM (مطابق شکل ۷)، که در آن قاب سازه‌ای بر روی فنرهای گسترده‌ی وینکلر قرار دارد؛

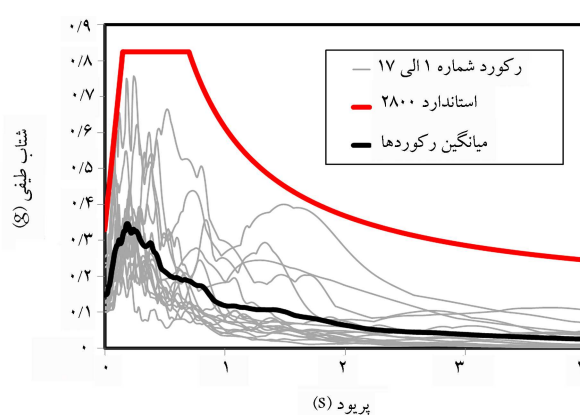
۲. مدل ساده شده‌ی ۲ - SM، که در آن مدل استخوان ماهی نظیر قاب سازه‌ای بر روی فنرهای متمرکز استاندارد ۴۱ - ASCE مطابق شکل ۵ قرار دارد؛



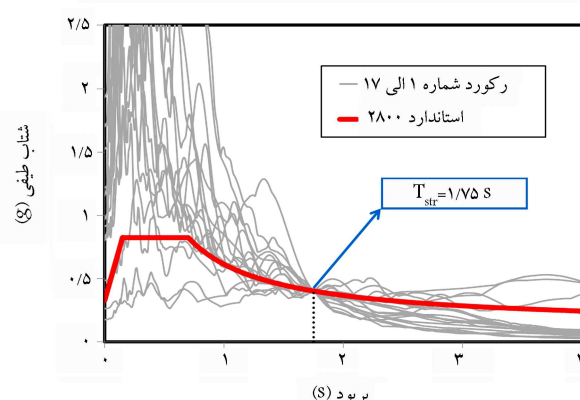
شکل ۱۲. منحنی ظرفیت سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه واقع بر خاک با $V_s = 100 \text{ m/s}$ و $FS = 3$ تحلیل استاتیکی غیرخطی.

BM هم‌خوانی دارد. در شکل‌های ۱۳ - د الی ۱۳ - ی نیز نسبت دریافت طبقات مشاهده می‌شود؛ که مطابق آنها، مدل SM-2 مقادیر دریافت طبقات را کمتر از مقدار مدل BM تخمین زده و غیرمحافظة کارانه بوده است. اختلاف دو مدل مذکور با افزایش تعداد طبقات افزایش یافته است؛ در حالی که مدل اصلاح شده ی SM-1، با دقت مناسبی دریافت داخلی طبقات را تخمین زده است.

در شکل‌های ۱۳ - ز الی ۱۳ - ط نیز میانگین تقاضای برش پایه تحت رکوردها مشاهده می‌شود؛ که مطابق آنها، مدل SM-1 مقادیر برش را کمتر از مدل مبنا تخمین زده و این اختلاف با افزایش تعداد طبقات قاب در طبقات تحتانی افزایش



الف) طیف رکوردها مقیاس نشده در مقایسه با طیف استاندارد ۲۸۰۰ [۲۴]؛



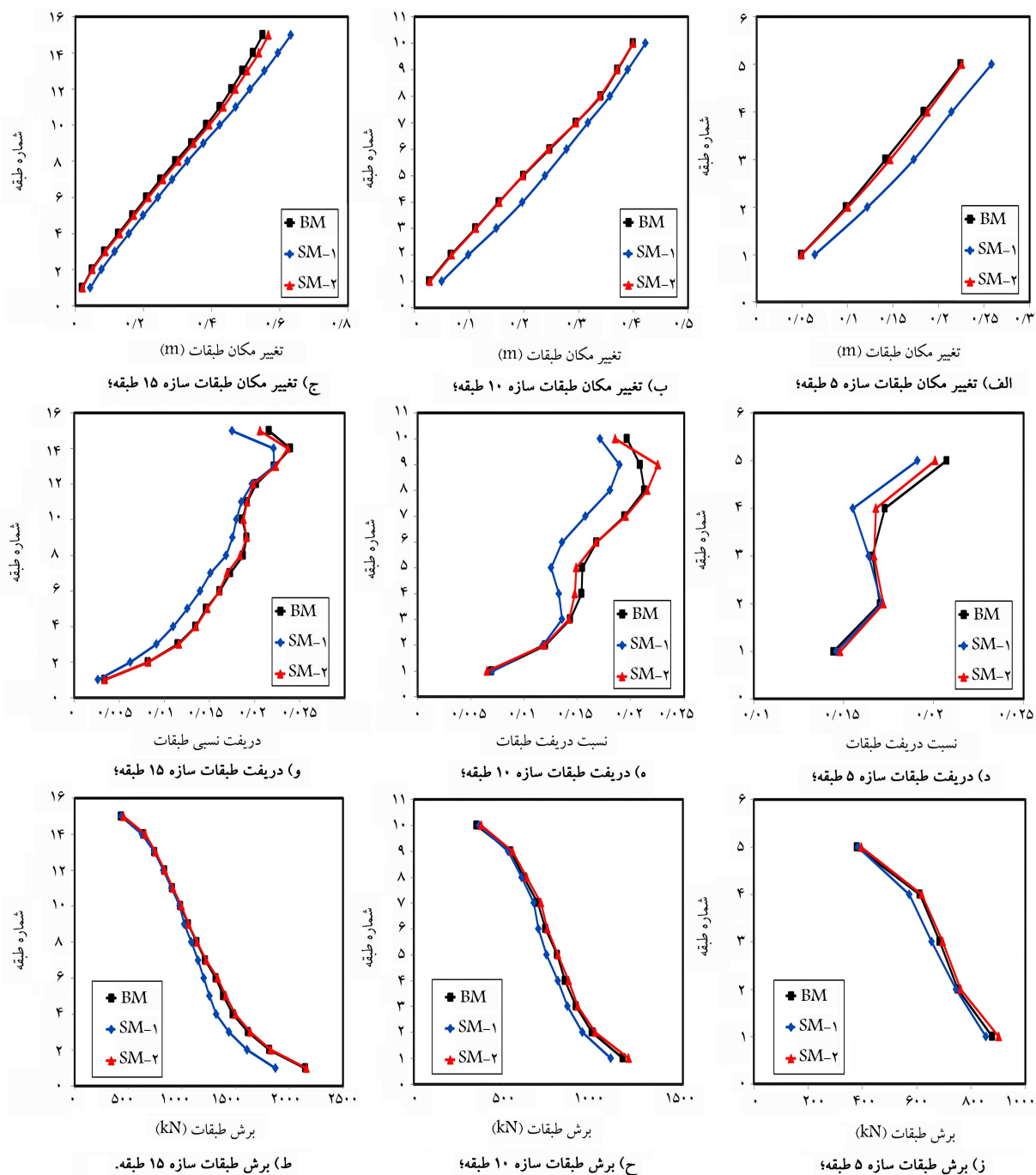
ب) طیف رکوردهای مقیاس شده برای سازه ۱۰ طبقه.

شکل ۱۱. طیف رکوردهای استفاده شده در تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی.

به‌منظور انجام آنالیزهای تاریخچه‌ی زمانی، رکوردهای موردنظر مقیاس شده‌اند. جهت مقیاس‌کردن رکوردها طیف استاندارد ۲۸۰۰ [۲۴] مبنا قرار گرفته است. ضریب مقیاس به‌گونه‌ای تعیین شده است که دامنه‌ی طیف پاسخ هر رکورد در دوره‌ی تناوب مود اول ارتعاشی قاب بررسی شده بر دامنه‌ی طیف آیین‌نامه در دوره‌ی تناوب مذکور منطبق باشد. نمونه‌ای از مقیاس رکوردها برای قاب ۱۰ طبقه در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود. روش مقیاس مذکور اولین بار توسط شوم^[۳۰] و همکاران (۱۹۹۶)، [۳۰] ارائه و در استاندارد ۲۰۸۲ FEMA P- [۳۱]، به‌عنوان روش انتخابی و مقیاس رکوردها معرفی شده است.

در شکل ۱۲، منحنی ظرفیت سیستم خاک و سازه برای سه قاب مختلف با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی مشاهده می‌شود، که مطابق آن، مدل ساده شده ی SM-1 سختی کمتری نسبت به BM از خود نشان داده است. روند منحنی نیز با افزایش تغییرمکان متفاوت با مدل BM بوده است، به‌طوری که برش پایه در مدل SM-1 در هر تغییرمکان کمتر از مدل BM بوده است. این در حالی است که منحنی ظرفیت مدل اصلاح شده ی SM-2، تطابق خوبی با مدل مبنا نشان داده است. این تطابق در هر سه قاب مناسب بوده است. در شکل ۱۳، میانگین تقاضای لرزه‌ای سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه تحت ۱۷ رکورد مشاهده می‌شود.

در شکل‌های ۱۳ - الف الی ۱۳ - ج، میانگین تغییرمکان طبقات سیستم‌های خاک و سازه نمایش داده شده است. مطابق شکل ۱۳، مدل SM-1 در تمامی قاب‌ها، تغییرمکان بزرگ‌تری نسبت به مدل BM از خود نشان داده است؛ این در حالی است که نتایج مدل اصلاح شده ی SM-1 با دقت بسیار مناسبی با مدل



شکل ۱۳. میانگین پاسخ لرزه‌ای سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه واقع بر خاک با $V_s = 100$ و $FS = 3$ (رفتار دوخطی مفاصل خمیری سازه).

ضریب اطمینان مختلف خاک ترسیم شده است. مشاهده می‌شود که در اغلب موارد، خطای مدل $SM - 2$ در تخمین تقاضای لرزه‌ای کمتر از ۵٪ بوده است. همچنین در بیشتر موارد، مدل $SM - 2$ تقاضای لرزه‌ای را محافظه‌کارانه تخمین زده است. در مجموع، شکل ۱۵ نشان می‌دهد که دقت مدل اصلاح شده $SM - 2$ برای مجموعه‌ای متنوع سیستم‌های خاک و سازه‌ی خاک مناسب و جایگزین مناسبی برای مدل BM است.

در جدول ۲، زمان لازم برای انجام تحلیل تاریخی‌چهی زمانی تحت رکوردهای موردنظر برای قاب‌های مختلف در حالت پایه‌ی صلب مقایسه شده است. همان‌طور

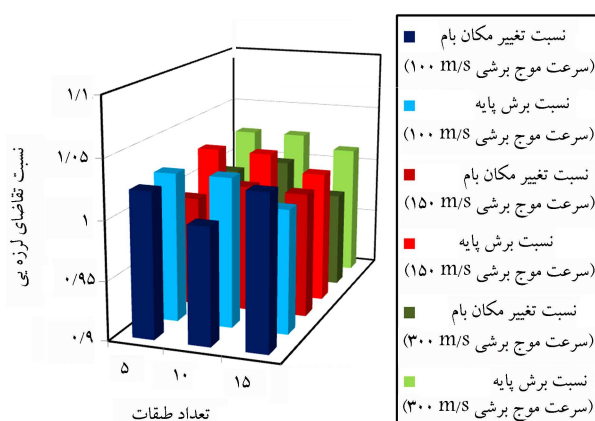
یافته است. اما مشاهده می‌شود برش پایه در مدل اصلاح شده $SM - 2$ تطابق مناسبی با مدل BM دارد. در شکل ۱۴، تحلیل‌های تاریخی‌چهی زمانی برای سازه‌ی ۱۰ طبقه در حالتی انجام شده است که به‌جای مدل رفتاری دوخطی، مدل رفتاری دارای زوال به مفاصل خمیری سازه اختصاص یافته است. مشاهده می‌شود که همچنان پاسخ لرزه‌ای در مدل $SM - 2$ تطابق مناسبی با مدل BM دارد. در شکل (۱۵-الف)، نتایج نسبت تقاضای لرزه‌ای از جمله تغییر مکان بام و همچنین برش پایه در مدل $SM - 2$ به مقدار نظیر مدل BM برای انواع سرعت موج برشی خاک نمایش داده شده است. همچنین در شکل ۱۵-ب، نسبت‌های مذکور برای

جدول ۲. زمان لازم برای تحلیل تاریخی‌چهی زمانی قاب‌ها در حالت پایهی صلب.

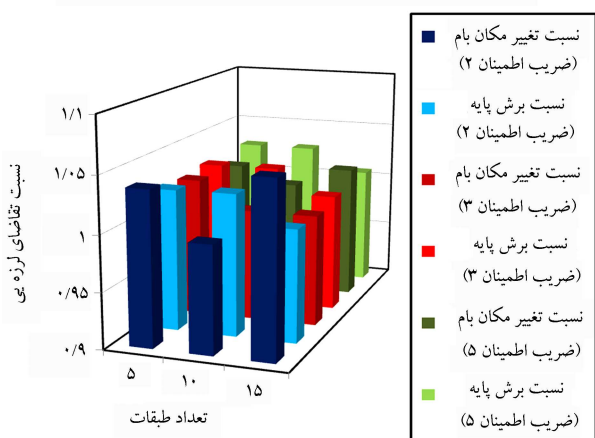
قاب ۱۵ طبقه		قاب ۱۰ طبقه		قاب ۵ طبقه	
مدل استخوان ماهی	قاب اصلی	مدل استخوان ماهی	قاب اصلی	مدل استخوان ماهی	قاب اصلی
۰ : ۱۲ : ۵۱	۰ : ۲۶ : ۴۴	۰ : ۱۲ : ۴۷	۰ : ۱۷ : ۰۱	۰ : ۱۲ : ۴۵	۰ : ۱۲ : ۲۴
۵۱/۹٪	درصد کاهش:	۲۴/۸٪	درصد کاهش:	۴/۸٪	درصد کاهش:

جدول ۳. زمان لازم برای تحلیل تاریخی‌چهی زمانی سیستم‌های خاک و سازه‌واقع بر خاک با سرعت موج برشی 100 m/s و ضریب اطمینان ۳.

قاب ۱۵ طبقه		قاب ۱۰ طبقه		قاب ۵ طبقه	
SM - ۲	BM	SM - ۲	BM	SM - ۲	BM
۰ : ۱۳ : ۴۸	۰ : ۴۰ : ۳۶	۰ : ۱۲ : ۱۳	۰ : ۲۲ : ۵۴	۰ : ۱۲ : ۰۱	۰ : ۱۷ : ۲۸
۶۶/۰٪	درصد کاهش:	۴۶/۶٪	درصد کاهش:	۳۱/۲٪	درصد کاهش:



الف) نسبت تغییر مکان و برش پایه برای انواع سرعت موج برشی؛

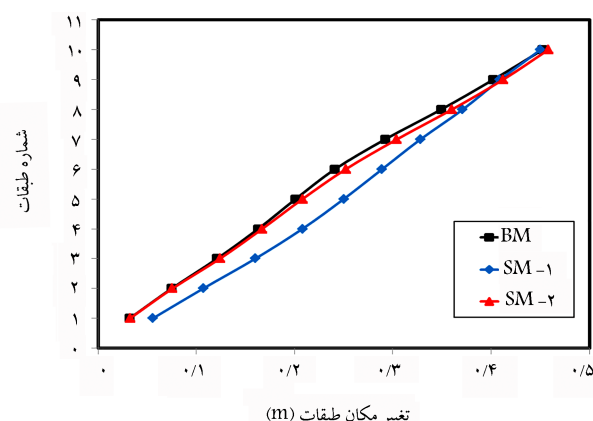


ب) نسبت تغییر مکان و برش پایه برای انواع ضریب اطمینان خاک.

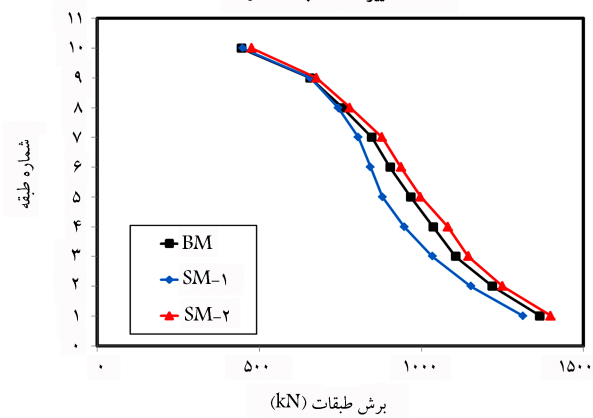
شکل ۱۵. نسبت تغییر مکان بام و نسبت برش پایه برای انواع سازه.

۴. نتیجه‌گیری

هدف از طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد، طراحی سازه‌های است که میزان خرابی آنها در سطوح مختلف خطر زلزله قابل پیش‌بینی باشد. این موضوع نیازمند مطالعه‌ی سیستم‌ها با مشخصات گوناگون خواهد بود. از طرفی دقت مدل‌های بررسی شده در



الف) تغییر مکان طبقات سازه؛



ب) برش طبقات سازه.

شکل ۱۴. میانگین پاسخ لرزه‌ای سازه‌های ۱۰ طبقه واقع بر خاک با $V_s = 100 \text{ m/s}$ و $FS = 3$ (رفتار دارای زوال مفصل خمیری سازه).

که انتظار می‌رفت، با افزایش تعداد طبقات و دهانه‌ی قاب، تأثیر مدل استخوان ماهی در کاهش زمان اجرای تحلیل تاریخی‌چهی زمانی افزایش یافته است. در جدول ۳، نیز زمان لازم برای تحلیل‌ها در دو مدل BM و SM - ۲ مقایسه شده است. زمان اجرای تحلیل‌ها به‌صورت قابل ملاحظه‌ای در مدل‌های ساده شده‌ی SM - ۲ نسبت به مدل BM کاهش یافته است، که میزان آن نسبت به مدل‌های پایهی صلب نظیر در جدول ۲ بیشتر بوده است.

۱. مدل‌های ارائه شده در استاندارد ۴۱ - ASCE^[۱۲] پاسخ سیستم خاک و سازه را با خطای قابل ملاحظه‌ای تخمین می‌زند؛
۲. در مطالعه‌ی حاضر با انجام یک سری تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای طیف متنوعی از فونداسیون و خاک با مشخصات مختلف، مدل رفتاری دوخطی ۴۱ - ASCE^[۱۲] اصلاح و روابطی برای تعیین ضرایب مدل مذکور برازش داده شد؛
۳. با انجام تحلیل‌های تاریخی‌ی زمانی نشان داده شد که دقت مدل اصلاح شده بسیار مناسب است و نتایج با مدل دقیق همخوانی دارد؛
۴. بررسی نشان داد مدل ساده شده، زمان اجرای تحلیل‌ها را به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش داده است، که برای انجام پژوهش در زمینه‌ی بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های خاک و سازه بسیار مناسب خواهد بود.

پژوهش‌های مذکور حائز اهمیت است. این در حالی است که افزایش دقت مدل‌ها منجر به افزایش زمان لازم جهت انجام تحلیل‌ها و هزینه پردازش می‌شود. در این راستا، همواره سعی بر این بوده است مدل‌های ساده شده‌ای برای سازه ارائه شود تا در ضمن کاهش زمان تحلیل‌ها، دقت مدل در تخمین عملکرد لرزه‌ای سازه مناسب باشد. از جمله مدل‌های ساده شده برای سازه، مدل‌های تک درجه آزادی معادل و مدل استخوان ماهی است. از طرفی، وجود خاک در زیر فونداسیون عملکرد لرزه‌ای سازه را تحت تأثیر قرار می‌دهد. جهت مدل‌سازی دقیق خاک، مدل مستقیم، دقت مناسبی دارد؛ اما زمان پردازش آن بسیار بالاست. در این زمینه، مدل‌های دیگری از جمله فنرهای گسترده و یا متمرکز با مدل رفتاری مختلف نیز در استانداردهای لرزه‌ای مختلف ارائه شده است. بررسی‌های انجام شده در پژوهش حاضر نشان داده است:

پانویس‌ها

1. Chopra & Goel
2. Modal Pushover Analysis
3. Han & Chopra
4. Incremental Dynamic Analysis
5. Nakashima
6. Forward Directivity Pulses
7. Finite Element Method
8. Gazetas
9. Veletsos & Verbic
10. SAP
11. OpenSees
12. Kutter
13. Shome

منابع (References)

1. Veletsos, A.S. and Newmark, N.M., 1960. Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions. *Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Japan*, 2, pp.895-912.
2. Veletsos, A.S., Newmark, N.M. and Chelapati C.V., 1965. Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions. *Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand*, 2, pp.663-682.
3. Miranda, E., 1993. Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra. *Journal of Structural Engineering, (ASCE)*, 119(5), pp.1319-1338. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1993\)119:5\(1319\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:5(1319)).
4. Ruiz-Garcia, J. and Miranda, E., 2006. Inelastic displacement ratios for the evaluation of structures built in soft soil sites. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(6), pp.675-694. <https://doi.org/10.1002/eqe.552>.
5. Chopra, A.K. and Goel, R.K., 2002. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), pp.561-582. <https://doi.org/10.1002/eqe.144>.
6. Han, S.W. and Chopra, A.K., 2006. Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(15), pp.1853-1873. <https://doi.org/10.1002/eqe.605>.
7. Nakashima, M., Ogawa, K. and Inoue K., 2002. Generic frame model for simulation of earthquake responses of steel moment frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), pp.671-692. <https://doi.org/10.1002/eqe.148>.
8. Khaloo, A. and Khosravi, H., 2013. Modified fish-bone model: A simplified MDOF model for simulation of seismic responses of moment resisting frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 55, pp.195-210. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.09.013>.
9. Khaloo, A., Khosravi, H. and Jamnani, H.H., 2015. Nonlinear interstory drift contours for idealized forward directivity pulses using modified fish-bone models. *Advances in Structural Engineering*, 18(5), pp.603-627. <https://doi.org/10.1260/1369-4332.18.5.603>.
10. Soleimani, R., Khosravi, H. and Hamidi, H., 2019. Substitute frame and adapted Fish-Bone model: Two simplified frames representative of RC moment resisting frames. *Engineering Structures*, 185, pp.68-89. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.127>.
11. Vaseghiamiri, S., Mahsuli, M., Ghannad, M.A. and Zareian, F., 2020. Surrogate SDOF models for probabilistic performance assessment of multistory building: Methodology and application for special moment. *Engineering Structures*, 212, pn.110276. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110276>.

12. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2017. Standard for seismic evaluation and retrofit existing buildings. ASCE-41-17. Virginia, USA.
13. Gazetas, G., 1991. Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundation. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(9), pp.1363-1381. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1991\)117:9\(1363\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:9(1363)).
14. Veletsos, A. and Verbic, B., 1974. Dynamics of elastic and yielding structure-foundation systems. *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*.
15. Ghannad, M.A. and Jafarieh, A.H., 2014. Inelastic displacement ratios for soil-structure systems allowed to uplift. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43, pp.1401-1421. <https://doi.org/10.1002/eqe.2405>.
16. Jafarieh, A.H. and Ghannad, M.A., 2020. Seismic performance of nonlinear soil-structure systems located on soft soil considering foundation uplifting and soil yielding. *Structures*, 28, pp.973-982. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.09.046>.
17. Haghollahi, S. and Behnamfar, F., 2020. Performance evaluation of special RC moment frames against collapse considering soil-structure. *International Journal of Geomechanics (ASCE)*, 20(2), pn.04019176. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001553](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001553).
18. Vaseghiamiri, S., Mahsuli, M., Ghannad, M.A. and Zareian, F., 2020. Probabilistic approach to account for soil-structure interaction in seismic design of building structures. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 146(9), pn.04020184. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.000274](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.000274).
19. Vaseghiamiri, S. and Ghannad, M. A., 2022. Evaluation of soil contribution to seismic response of soil-structure systems using recorded data during small-scale earthquakes. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(12), pp.5-29. [In Persian]. 10.22065/JSCE.2021.274646.2370.
20. Hamidpour, S., Shakib, H., Paolucci, R., Correia, A.A. and Soltani, M., 2022. Empirical models for the nonlinear rocking response of shallow foundations. *Bulletin of earthquake Engineering*, 20, pp.8099-8122. <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01449-1>.
21. Iran's National Building Regulations, The Sixth Topic, Loads on the Building. 2013. *Ministry of Roads and Urban Development, Housing and Construction Deputy*, Third Edition. [In Persian].
22. National Building Regulations of Iran, 10th topic, Design and Implementation of Steel Buildings. 2013. *Ministry of Roads and Urban Development, Deputy of Housing and Construction Department*, 4th Edition. [In Persian].
23. SAP2000 Theory Manual. 2015. Version 20.0.0, Copyright Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA.
24. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard 2800), 2015. 4th edition. *Building and Housing Research Center*, Tehran, Iran. [In Persian].
25. OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation platform), Version 3.0.3, developed by the Pacific Earth-quake Engineering Research Center (PEER), at the University of California, Berkeley. <http://opensees.berkeley.edu/>
26. Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H., 2005. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12), pp.1489-1511. <https://doi.org/10.1002/eqe.495>.
27. Kutter, B.L., Martin, G., Hutchinson, T., Harden, C., Gajan S. and Phalen J., 2006. Workshop on modeling of nonlinear cyclic load-deformation behavior of shallow foundations. Pacific Earthquake Engineering Research Center Workshop Report. Davis: University of California.
28. Wolf, J., 1994. Foundation vibration analysis using simple physical model. Prentice-Hall, Inc.: Englewood Cliffs, NJ.
29. American Society of Civil Engineers (ASCE)., 2022. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. ASCE-7-22. Virginia.
30. Shome, N., Cornell, C.A., Bazzurro, P. and Carballo, J.E., 1998. Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses. *Earthquake Spectra*, 14(3), pp. 469-500. DOI: 10.1193/1.1586011.
31. Federal Emergency Management Agency (FEMA P-2082-1). 2020. NEHRP Recommended seismic provisions for new building an other structures, Washington D.C.