

اعتبارسنجی روش تحلیل استاتیکی غیرخطی برای محاسبه‌ی تغییرمکان‌های لرزه‌ی سازه‌های دیوار نگهبان میخ‌کوبی شده

علی کملک‌پناه* (دانشیار)

سینا مجیدیان (دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس

در این پژوهش، روش جدیدی ارائه شده است که با ترکیب تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل کامل و تحلیلی دینامیکی یک سازه‌ی دو درجه آزادی قادر است تغییرمکان‌های دیوارهای میخ‌کوبی‌شده را در معرض تحریکات زمین‌لرزه محاسبه کند. دو منحنی ظرفیت به دست آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در برنامه‌ی تحلیل سیستم دو درجه آزادی به عنوان اطلاعات ورودی استفاده و تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی با اعمال یک الگوی بار عمودی در پشت بلوک مسلح و روی سطح آزاد مدل چند درجه آزادی انجام شده است. نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی به صورت وضعیت نقاط خمیری ارائه و با مکانیزم گسیختگی لرزه‌ی مقایسه و تطابق قابل قبولی بین نتایج روش پیشنهادی برای محاسبه‌ی تغییرمکان لرزه‌ی و روش تحلیل دینامیکی کامل مشاهده شده است، در حالی که روش پیشنهادی زمان تحلیل را کاهش می‌دهد. همچنین با توجه به نتایج حاصل، یک ابزار جدید ترکیبی عددی و آزمایشگاهی برای ارزیابی آثار زلزله در سازه‌های دیوار نگهبان میخ‌کوبی‌شده پیشنهاد شده است.

مهندسی عمران شریف، پاییز ۱۳۹۵ (دوره ۲ - شماره ۳/۱، ص. ۱۰۷-۱۱۶، یادداشت‌نویس)

a-panah@modares.ac.ir
sina_majidian@modares.ac.ir

واژگان کلیدی: میخ‌کوبی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی.

۱. مقدمه

مشاهدات پس از وقوع برخی زلزله‌ها (لوماپریتا ۱۹۸۹)، کوبه (۱۹۹۵)، و نیسکالی (۲۰۰۱)) نشان داده است که دیوارهای میخ‌کوبی‌شده به عنوان تسلیح درجای خاک، پاسخ لرزه‌ی ذاتاً رضایت‌بخشی را از خود نشان داده‌اند. این موضوع بیشتر به دلیل انعطاف‌پذیری سازه‌های میخ‌کوبی‌شده و محافظه‌کاری موجود در دستورالعمل‌های طراحی نسبت داده شده است.^[۱] لذا برای طراحی بهینه‌ی سازه‌های میخ‌کوبی‌شده ضروری است عملکرد لرزه‌ی آنها مطالعه شود. همچنین بسیار مهم است که عملکرد لرزه‌ی و ریسک سازه‌های مذکور در سطوح مختلف تحریک زمین در طول عمر آنها مشخص باشد. طراحی لرزه‌ی با تمرکز بر جابه‌جایی به جای نیرو، به عنوان نشان‌گر مستقیم آسیب یا عملکرد در رسیدن به این اهداف مفید است.

در سال‌های اخیر، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) مورد توجه بسیاری از پژوهشگران بوده است، چرا که می‌تواند برای طراحی لرزه‌ی براساس عملکرد به جای استفاده از تحلیل تاریخی‌ی زمانی غیرخطی کامل مورد استفاده قرار گیرد. تحلیل تاریخی‌ی زمانی، زمان‌بَر است و اغلب از محدودیت‌های زمانی موجود در دفاتر طراحی تجاوز می‌کند. رویکرد تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، براساس ارزیابی

پیشینه‌ی پاسخ سیستم‌های یک درجه آزادی (SDOF) است. می‌توان پیشینه‌ی مقادیر را با استفاده از رابطه‌ی بین منحنی پوش‌آور استاتیکی و تحلیل‌های دینامیکی سازه‌ی یک درجه آزادی یا روش‌هایی که طیف پاسخ زلزله را به کار می‌گیرند، محاسبه کرد. پاسخ سیستم SDOF معمولاً برای تحلیل‌های سازه‌های روی زمین استفاده می‌شود و عموماً برای سازه‌های ژئوتکنیکی (خاکی) مفید نیست. دلیل این موضوع ناشی از پیچیدگی پاسخ سیستم اندرکنش خاک و سازه و اثرات تغییرشکل‌های شبه‌استاتیکی زمین در رفتار لرزه‌ی سازه‌های زیرزمینی و دیوارهای حائل خاک است.

پیچیدگی شیوه‌های اجزاء محدود و تفاضل محدود، پژوهشگران را مجبور ساخته است که دنبال روش‌های ساده‌تر و سریع‌تر، اما دقیق و کاربردی بروند؛ که عوامل ساده‌ی نظیر فنرها و جرم‌های متمرکز را برای محاسبه‌ی مسائل اندرکنش خاک و سازه استفاده می‌کنند. برخی پژوهشگران،^[۲-۴] مدل‌های جرم - میراگر - فنر را با درجات آزادی کمتر از مدل سیستم‌های چند درجه آزادی برای شبیه‌سازی رفتار لرزه‌ی دیوارهای نگهدارنده‌ی خاکی استفاده کرده‌اند. در روش‌های مذکور، تحریک زمین برای اینکه فرض شود دیوار و خاک پشت آن در حالت کشسان و خطی پاسخ می‌دهند، به اندازه‌ی کافی کم شدت است. به هر حال، روش‌های مزبور مشخصات

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۳۹۳/۴/۳، اصلاحیه ۱۳۹۳/۹/۲۵، پذیرش ۱۳۹۳/۱۰/۲۰.

غیرکشسان خاک و دیوار را در نظر نمی‌گیرند. بنابراین برای پیش‌بینی لغزش و تغییرشکل‌های پسماند یک دیوار بعد از یک رویداد لرزه‌ی کاربرد ندارند. در حالی که سازه‌های دیوار نگهدارنده خاک، حتی در تحریکات ضعیف زمین، تغییرشکل‌های پسماند از خود نشان می‌دهند.

در این پژوهش، یک روش استاتیکی غیرخطی توسعه داده شده است، که با کمک آن می‌توان پاسخ دینامیکی غیرخطی دیوارهای حامل میخ‌کوبی‌شده را در لرزش‌های افقی زمین با دقتی قابل قبول و با تلاش محاسباتی بسیار کمتر نسبت به تحلیل دینامیکی مدل چند درجه آزادی محاسبه کرد.

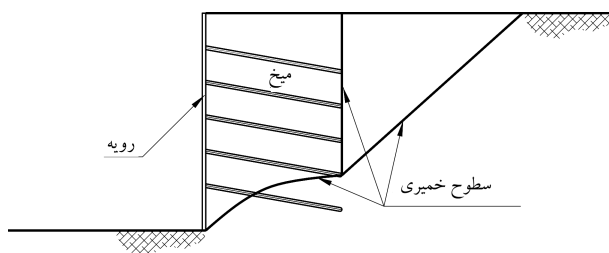
روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ارائه شده، امکان بررسی تسلیم و گسیختگی پیش‌رونده‌ی المان‌ها و کل سازه را فراهم می‌آورد. تحلیل‌های دینامیکی یک سیستم با درجات آزادی کمتر نسبت به مدل کامل به این تحلیل استاتیکی غیرخطی ارتباط داده می‌شود و محاسبات سریع و دقیق را ممکن می‌سازد.

تغییرشکل‌های به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی کامل از دیوارهای میخ‌کوبی شده، به عنوان یک راه حل مرجع با نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی مقایسه شده است، تا از دقت نتایج به دست آمده توسط روش پیشنهادی اطمینان حاصل شود.

۲. رفتار لرزه‌ی سازه‌های میخ‌کوبی شده

نتایج مطالعات پیشین با استفاده از آزمایش‌های سانتریفیوژ بیان‌گر این است که الگوی گسیختگی سازه‌های میخ‌کوبی‌شده از ۲ بلوک لغزشی و ۳ سطح گسیختگی حاصل می‌شود. [۸-۵] سطوح گسیختگی مشابه نیز از انجام آزمایش‌های میز لرزه، [۹] و همچنین شبیه‌سازی‌های عددی، [۱۰، ۱۱] به دست آمده است. شکل ۱، یک طرح شماتیک از سطوح گسیختگی نشان داده شده در پژوهش کمک‌پناه و مجیدیان (۲۰۱۳)، [۱۱] را در شبیه‌سازی عددی نشان می‌دهد.

چنان‌که مشاهده می‌شود، ۲ بلوک لغزشی مسلح و غیرمسلح با ۳ سطح تسلیم تشکیل شده‌اند. بلوک خاک مسلح به واسطه‌ی سطح خمیری عمود پشت آن محدود و یک سطح لغزش نسبتاً افقی و منحنی شکل از پاشنه به سمت محل پایان ردیف اول یا دوم میخ‌ها از کف ختم شده است. یک گوهی غیرمسلح مثلثی که جرم خاک مسلح را تحمل می‌دهد، توسط سطح مورب لغزش تشکیل شده است. افزایش طول میخ‌ها باعث شده است تا سطوح گسیختگی در شتاب‌های بالاتری کامل شوند. به علاوه زاویه‌ی سطح گسیختگی مایل پشت بلوک مسلح وابسته به پارامترهای خاک است. در چنین مکانیزمی، میخ‌های پایینی به عنوان مهار بین خاک پشتی و خاک مسلح عمل می‌کنند. مقاومت برشی جمع شده در محل سطح خمیری منحنی شکل و اثر مهار میخ‌های پایینی در مقابل ناپایداری و لغزش بلوک مسلح، هنگامی که نیروی اینرسی به آن وارد می‌شود، مقاومت می‌کند. به علت لزوم نصب رویه با سختی و مقاومت خمشی بالا در سازه‌های میخ‌کوبی دائم، تغییرشکل رویه به صورت خطی



شکل ۱. شماتیک سطوح خمیری. [۱۱]

خواهد بود، [۱۲] و پاسخ سازه‌های خاک مسلح (میخ‌کوبی‌شده) در معرض زلزله توسط چرخش و جابه‌جایی جانبی رویه معین خواهد شد.

۳. مدل دو بُعدی سازه‌های میخ‌کوبی

با توجه به تغییرشکل دیواره‌ی میخ‌کوبی‌شده با رویه‌ی بتنی، جابه‌جایی کل سیستم می‌تواند توسط دو درجه آزادی انتخابی (بالاترین و پایین‌ترین نقاط رویه) تعیین شود. بنابراین سیستم با استفاده از مدل دینامیک جرم - فنر - میراگر دو درجه آزادی، مطابق شکل ۲ نشان داده شده است.

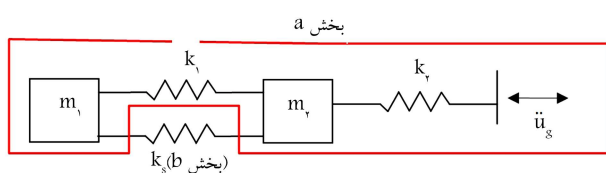
در شکل ۲، m_1 و m_2 اجزاء جرم متمرکز از بلوک مسلح در هر درجه آزادی تعریف شده هستند، k_1 سختی خمشی و برشی بلوک مسلح، k_2 سختی مرز برشی افقی و اثر مهار پایینی میخ، و k_3 سختی توده‌ی خاکی نامتناهی پشت بلوک مسلح است، که فشارهای مقاوم و مؤثر خاک پشت بلوک مسلح را ایجاد می‌کند. جرم‌های m_1 و m_2 با برقراری تعادل استاتیکی برای جرم گسترده‌ی بلوک مسلح (شکل ۱) و ساده‌سازی سطح گسیختگی پایینی به صورت خط مایل محاسبه می‌شوند.

بخش a مدل شبیه مدل‌های دو بُعدی به‌کاررفته برای تحلیل‌های دینامیکی برای دیوارهای خاکی صلب، [۱۲] و سازه‌ها با جداگر ارتعاش، [۱۳] است. در مسئله‌ی پیش رو، مشخصات بخش a با استفاده از تحلیل استاتیکی مدل چند درجه آزادی، که اندرکنش خاک و سازه، مراحل ساخت و ساز، و اثرات تنش‌های درجا را در نظر می‌گیرد، ارزیابی شده است. وارد کردن پروفیل بار مناسب کلید اصلی در تحلیل استاتیکی غیرخطی بوده و در ادامه شرح داده شده است. مشخصات مکانیکی بخش b از مشخصات کشسان توده‌ی خاکی و اندرکنش دینامیکی بین بلوک مسلح و خاک پشت آن محاسبه شده است.

۳.۱. تحلیل استاتیکی غیرخطی

انتخاب الگوی بارگذاری مناسب برای اعمال بر سازه مهم است. در این پژوهش، یک الگوی بارگذاری عمودی در پشت بلوک مسلح در مرز بالایی مدل کامل اعمال شده است (شکل ۳). با شروع از مدل تغییرشکل‌یافته بعد از حفاری و اجرای رویه‌ی دائم، جابه‌جایی به صورت تدریجی و با اعمال سرعت ثابت در نقاط مرزی مدل وارد شده است. با اعمال الگوی جابه‌جایی ذکر شده، یک اضافه فشار در پشت بلوک مسلح ایجاد شده است.

نیروهای نقطه‌ی وارد شده بر سیستم دو درجه آزادی به عنوان بارهای متمرکز، که از نظر استاتیکی معادل بارگذاری گسترده‌ی پشت بلوک مسلح بوده‌اند (شکل ۳)، تعریف شده‌اند. با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، بارهای تعمیم‌یافته در هر گام در مقابل جابه‌جایی نقاط تعمیم‌یافته در صفحه‌ی مختصات ترسیم شده‌اند. با استفاده از این فرایند، دو منحنی ظرفیت برای سازه‌ی میخ‌کوبی‌شده به دست آمده است. در این پژوهش روش تفاضل محدود (FDM) [۲] دو بُعدی برای تخمین منحنی‌های



شکل ۲. مدل دو بُعدی از سازه‌ی میخ‌کوبی شده.

می‌تواند به شکل رابطه‌ی ۲ بازنویسی شود:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_s & -k_1 - k_s \\ -k_1 - k_s & k_1 + k_s + k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} \\ c_{21} & c_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ k_2 u_g + c_g \dot{u}_g \end{Bmatrix} \quad (2)$$

که در آن، اندیس g بیانگر درجه آزادی تکیه‌گاه (زمین) در پایه‌ی سازه‌ی خاک میخ‌کوبی شده است.

میرایی سازه باید در آنالیز دینامیکی لحاظ شود، بنابراین میرایی ویسکوز رایلی استفاده شده است. ماتریس میرایی می‌تواند به شکل ترکیب خطی از جرم و ماتریس سختی اولیه‌ی سازه در نظر گرفته شود (روابط ۳ و ۴):

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k] \quad (3)$$

$$c_g = \alpha m_2 + \beta \quad (4)$$

که در آن‌ها، α و β ضرایب ثابت هستند، که از روابط ۵ و ۶ به دست می‌آیند:

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (5)$$

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \quad (6)$$

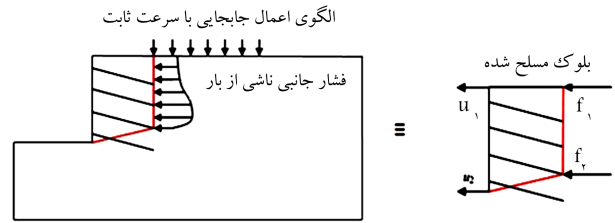
که در آن‌ها، ω_1 و ω_2 به ترتیب بسامد زاویه‌ی اولیه‌ی مدل‌های ۱ و ۲ هستند، که با استفاده از تحلیل مودال به دست آمده‌اند، ξ میرایی بحرانی است، که برابر 0.05 در نظر گرفته شده است.^[۲-۱]

به دلیل اینکه سختی فنر غیرخطی است، معادله‌ی ۱ به معادلات تکه‌ی حرکت تبدیل می‌شود. در نتیجه، انتگرال‌گیری گام‌های زمانی برای حصول پاسخ لازم بوده است. روش‌های فراوانی برای حل تکه‌ی معادلات حرکت موجود هستند.^[۱۴] در این پژوهش، فرمول‌بندی شتاب خطی از روش نیومارک انتخاب شده است.^[۱۵]

باید توجه شود که k_1 ، k_2 و k_s ماتریس‌های سختی مماسی در آغاز هر گام زمانی هستند، در حالی که سختی وتری ناشناخته است. تحلیل استاتیکی غیرخطی، که پیش از این شرح داده شده است، برای تعیین مشخصات منحنی بارگذاری (backbone) k_1 و k_2 (منحنی‌های ظرفیت) استفاده شده‌اند. برای در نظر گرفتن طبیعت سیکلیک (چرخه‌ی بارهای لرزه‌ی، سختی بارگذاری و باربرداری برابر سختی کشسان اولیه استفاده و k_s به عنوان یک تکیه‌گاه منعطف برای جرم خاک مسلح در تغییرشکل‌های جانبی به‌کار گرفته شده است. در اثر ارتعاش لرزه‌ی، بلوک مسلح به جلو و عقب به سمت و در خلاف سمت خاک پشت نوسان می‌کند و به شکل یک فنر افقی پاسخ می‌دهد. خاک پشت بلوک مسلح نمی‌تواند فشار جانبی کم‌تر از فشار مؤثرش (فشار فعال) ایجاد کند. شکل ۵، منحنی پوش (backbone) مربوط به رابطه‌ی فشار افقی - تغییرشکل جانبی خاک پشت بلوک مسلح را در حالت استاتیکی نشان می‌دهد. چنین رفتاری برای مدل‌سازی رفتار دینامیکی توده‌ی خاک در پشت دیوارهای حائل قابل استفاده است.^[۱۶]

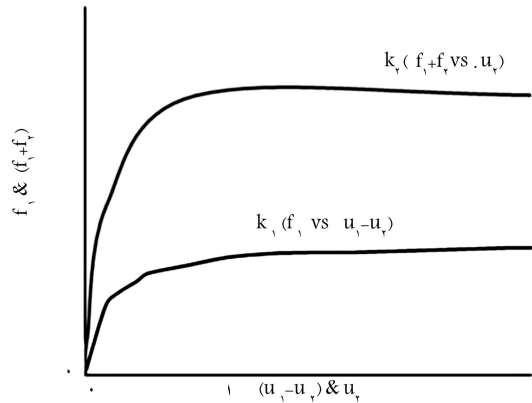
با در نظر گرفتن تغییرشکل خطی برای بلوک مسلح، همان‌طور که در شکل ۶ نشان داده شده است، سختی کشسان نماینده‌ی خاک پشت سر برای مدل دو درجه آزادی از رابطه‌ی ۷ به دست آمده است:

$$K = \frac{0.65E}{(1 - \nu^2)} \quad (7)$$



شکل ۳. PDA برای تخمین منحنی‌های ظرفیت سیستم دو درجه آزادی.

منحنی ظرفیت



شکل ۴. منحنی‌های ظرفیت سازه‌ی مهارشده.

ظرفیت لرزه‌ی سازه‌ی خاک میخ‌کوبی شده استفاده شده است. شبیه‌سازی عددی با نرم‌افزار ^۳FLAC، صورت گرفته است. یک الگوی بارگذاری براساس جابه‌جایی با شدت متفاوت و طول متفاوت بر سطح اعمال شده است. نرخ جابه‌جایی عمودی به اولین نقطه‌ی سطح در پشت بلوک مسلح اعمال و طول اعمال جابه‌جایی با افزایش گام‌های تحلیل افزایش یافته است. در مدل دو درجه آزادی، جمع f_1 و f_2 در برابر u_2 ، k_2 و f_1 در برابر u_1 تفاضلی u_1 و u_2 را تعیین کرده است. شکل ۳، f_1 ، f_2 ، u_1 و u_2 را نشان می‌دهد.

در ابتدا تحلیل‌ها در شرایط استاتیکی انجام شده است، تا مراحل ساخت را شبیه‌سازی کند. در ادامه، تحلیل استاتیکی غیرخطی با بار سطحی انجام شده است، تا رفتار لرزه‌ی سیستم با استفاده از منحنی‌های ظرفیت مطابق شکل ۴، به دست آید.

۲.۳. تحلیل دینامیکی سیستم دو درجه آزادی

با در نظر گرفتن معادله‌ی دینامیکی جرم‌ها از شکل ۲، می‌توان معادلات اصلی را به شکل ماتریسی نوشت (رابطه‌ی ۱):

$$[m] \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + [k] \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} + [c] \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_1 \\ p_2 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

که در آن، m ماتریس جرم، c ماتریس میرایی، k ماتریس سختی و p نیروی عکس‌العمل است و همچنین \dot{u} ، \ddot{u} و u به ترتیب پاسخ‌های شتاب مطلق، سرعت، و جابه‌جایی هستند. اندیس‌های ۱ و ۲، بیانگر درجه آزادی نماینده‌ی پاسخ رویه‌ی سازه‌ی میخ‌کوبی شده هستند. با بسط ماتریس در معادله‌ی ۱، معادله‌ی حرکت

زمانی که خاک پشت سر پاسخ غیرخطی را تجربه می‌کند، گوهی خاک پشت بلوک خاک مسلح امکان تشکیل دارد. تشکیل این گوه وابسته به تغییرشکل بلوک مسلح است و جرم نوسان‌کننده مدل دو درجه آزادی را تغییر نمی‌دهد. از سوی دیگر، خاک پشت بلوک مسلح، انرژی زلزله را به کمک میرایی هندسی، میرا می‌کند. این میرایی اضافه می‌تواند در پاسخ لرزه‌یی سازه تأثیر بگذارد، به هر حال این اثر بیشتر برای سازه با سختی بالا مهم است.^[۱۶] برای سازه‌های نرم، مانند دیوارهای خاکی میخ‌کوبی شده، اثر میرایی هندسی ناچیز است و می‌تواند نادیده گرفته شود. بنابراین در این مطالعه، اثرات جرم گوهی گسیختگی پشت بلوک مسلح و میرایی هندسی نادیده گرفته شده‌اند.

با استفاده از الگوریتم شرح داده شده در بخش قبل، برنامه‌ی تحلیل دینامیکی سیستم‌های دو درجه آزادی غیرخطی توسط نویسندگان این نوشتار با استفاده از برنامه‌ی ویزوال بیسیک^۳ نوشته شده که قادر است تغییرشکل‌های لرزه‌یی سازه‌های خاکی مسلح را محاسبه کند. دو منحنی ظرفیت به دست آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی به عنوان مشخصات مکانیکی کل سازه در برنامه‌ی تحلیل دو درجه آزادی به عنوان ورودی استفاده شده‌اند. باید توجه کرد که روش ذکر شده همچنین می‌تواند به عنوان یک ابزار ترکیبی عددی و آزمایشگاهی برای ارزیابی اثرات زلزله در سازه‌های دیوار نگهدارنده خاک استفاده شود. این روش از ترکیب بارگذاری استاتیکی ساده برای مدل‌های فیزیکی کوچک مقیاس و تحلیل دینامیکی سیستم دو درجه آزادی استفاده می‌کند. سیستمی بدین منظور در دانشگاه تربیت مدرس در حال راه‌اندازی است، که نتایج آن در آینده ارائه خواهد شد.

۴. مطالعات موردی

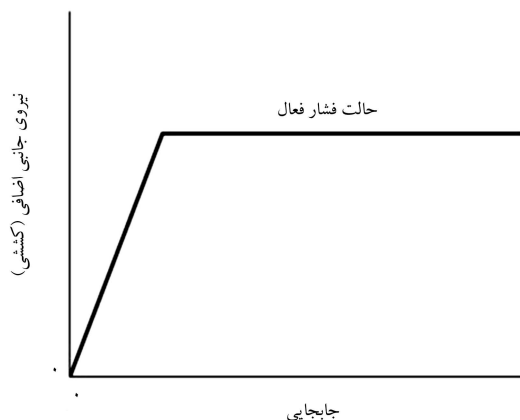
دو سازه‌ی خاکی میخ‌کوبی شده مطابق شکل ۷، به عنوان مطالعات موردی در نظر گرفته شده‌اند. مدل‌های ۱ و ۲ به ترتیب ۸ و ۱۹/۵ متر ارتفاع دارند. مدل ۱، نماینده‌ی یک سازه‌ی بلند و مدل ۲، نماینده‌ی یک سازه‌ی کوتاه است. مراحل در شبیه‌سازی ساخت شامل: حفاری مرحله‌یی، نصب میخ‌ها، و بتن‌پاشی است. چال‌های میخ‌ها با دریل چرخشی حفر و تزریق تحت فشار انجام شده است. رویه‌ی دائمی (نهایی) بعد از اجرای رویه‌ی موقت (شاتکریت با شبکه‌ی مش جوش شده)، نصب شده است. مشخصات مدل‌ها در جدول ۱ ارائه شده است.

۱.۴. ابزار عددی و مدل‌سازی

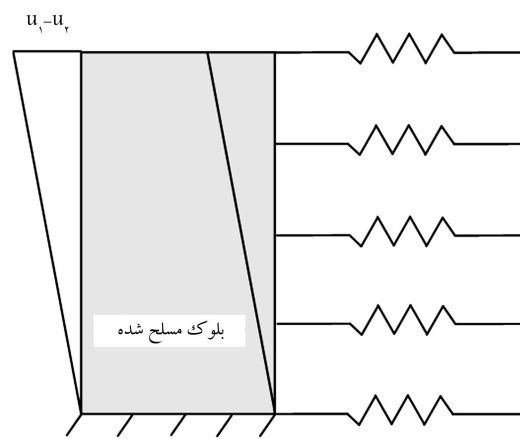
ابتدا تحلیل‌های ساخت مرحله‌یی و سپس تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و تاریخیچه‌ی زمانی دینامیکی مدل کامل انجام شده است. مدل‌های کرنش صفحه‌یی دوبعدی FLAC برای تحلیل سیستم MDOF، استفاده شده‌اند. در مورد مدل‌های اختلاف محدود، مدل ۱، ۶۵ متر عرض و ۳۳ متر ارتفاع؛ و مدل ۲، ۴۰ متر عرض و

جدول ۱. مشخصات مدل‌های انتخاب شده.

مدل ۱	مدل ۲	
۱۹/۵	۸	عمق (متر)
۱۵	۱۰	پوشش موقت (سانتی‌متر)
۴۰	۲۵	پوشش دائمی (سانتی‌متر)
۳/۴۹	۱/۸۸	تراکم میخ‌کوبی (متر بر مترمربع)
۱۵	۱۵	قطر چاله‌ی حفاری (سانتی‌متر)



شکل ۵. رابطه‌ی بین نیروی جانبی - تغییرشکل جانبی برای خاک غیرمسلح.



شکل ۶. ساده‌سازی اثرات خاک پشت سر در بلوک مسلح.

که در آن، k_s سختی فنر وینکلر و E و ν به ترتیب مدول کشسان و ضریب پواسون خاک هستند. با در نظر گرفتن تغییرشکل خطی و برقراری رابطه‌ی تعادل لنگری، رابطه ۸ به دست می‌آید:

$$k_s \times (u_1 - u_2) \times h = \frac{1}{\nu} K \times (u_1 - u_2) \times h \times \frac{2}{3} \quad (8)$$

که در آن، h ارتفاع دیوار است. با ترکیب رابطه‌های ۷ و ۸، رابطه‌ی ۹ به دست می‌آید:

$$k_s = \frac{0.65E \times h}{3(1 - \nu^2)} \quad (9)$$

علاوه بر این، تغییرشکل استاتیکی قابل توجه برای سازه‌های خاکی میخ‌کوبی شده، ناشی از مراحل ساخت، باعث کاهش فشار جانبی تا اندازه‌ی فشار محرک پیش از پایان ساخت و یا بعد از تغییرشکل کوچکی ($u_1 - u_2$) در طول زلزله می‌شود. بنابراین فرض شده است منحنی ظرفیت فنر ۱ (k_1) شرایط تسلیم فنر خاک پشت سر (k_s) بوده است. در حالت دینامیکی، هنگامی که k_1 مربوط به مقادیر کمتر از منحنی ظرفیت‌اش بوده است؛ k_s معادل مقدار کشسان از منحنی نیروی جانبی - تغییرشکل جانبی (شکل ۵) است (مسیر بارگذاری - باربرداری) و هنگامی که مقادیر سختی فنر ۱ ادامه‌ی منحنی پوش را دنبال کرده است، k_s به صفر تنزل پیدا کرده است. این تذکر لازم است که با توجه به نوع و انعطاف‌پذیری دیوار حائل مورد مطالعه، فرض شده است فشار وارد از بلوک مسلح به توده‌ی خاک در برگشت دیوار به حدی نیست که گوه‌های گسیختگی فشار مقاوم ایجاد شود و معیار تسلیمی برای فنر خاک پشت بلوک مسلح در حالت مقاوم در نظر گرفته نشده است.

میخ‌ها و سطح مشترک خاک و میخ‌ها (سختی و مقاومت) به اندازه‌ی فاصله‌ی افقی بین مهارها تقسیم شده است، تا اثر سه‌بعدی در ساده‌سازی کرنش صفحه‌یی، در فاصله‌ی بین میخ‌ها لحاظ شود. [۱۷، ۱۸] بنابر نتایج مراجع اشاره‌شده این نوع مدل‌سازی، رفتار سازه‌های میخ‌کوبی‌شده تحت بارهای استاتیکی و لرزه‌یی را با دقت بالایی پیش‌بینی می‌کند. همچنین در سازه‌های دائم با توجه به کاهش تفاوت تغییرمکان افقی رویه به علت وجود رویه‌ی دائم، این ساده‌سازی دقت بالاتری دارد.

بعد از نصب پوشش دائمی، اثر رویه‌ی موقت نادیده گرفته شده است. بعد از تحلیل ساخت مرحله‌یی و پیش از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی کامل، نصب رویه‌ی دائمی با مقاومت خمشی بالا با تغییر دادن پارامترهای رویه‌ی موقت انجام شده است. اثرات اندرکنش رویه‌ی خاک و میخ‌ها، مقاومت خمشی رویه، مقاومت محوری میخ‌ها، و مراحل ساخت در تحلیل MDOF در نظر گرفته شده‌اند.

تحلیل دینامیکی مدل کامل با اعمال تاریخچه‌ی زمانی شتاب افقی در نقاط مرزی پایین مدل انجام شده است. شرایط مرزی میدان آزاد در مرزهای کناری مدل در نظر گرفته شده است، تا اثرات بازتاب موج کمیته شود. تحلیل دینامیکی در FLAC، اجازه‌ی تحلیل دینامیکی غیرخطی دوبعدی را می‌دهد.

تمرکز این پژوهش در ارائه‌ی روشی عملی با در نظر گرفتن اثرات خاک، تسلیح، مراحل ساخت، و پارامترهای زلزله برای پیش‌بینی تغییرشکل لرزه‌یی برای طراحی سازه‌های میخ‌کوبی‌شده براساس جابه‌جایی است. این پژوهش بر اثرات مشخصات ویژه‌ی مصالح خاکی مانند سختی در کرنش‌های مختلف تمرکز نکرده است، زیرا تفاوت‌های محسوس می‌تواند به راحتی با تغییر دادن مدل مصالح در بین نتایج ایجاد شود. با در نظر گرفتن این هدف و برای آسان‌سازی شبیه‌سازی، مدل مور - کولمب استفاده شده است. مدل‌های بسیاری برای تحلیل دینامیکی سازه‌های خاکی وجود دارد. مدل مور - کولمب به علت سادگی و موجود بودن در کدهای رایج مهندسی مشهور، بسیار کاربرد دارد و علی‌رغم محدودیت‌هایش همچنان برای تحلیل لرزه‌یی سازه‌های ژئوتکنیکی استفاده می‌شود. در این پژوهش، دو سناریو (خاک ۱ و خاک ۲) برای توده‌ی خاک استفاده شده است. جدول ۲، مشخصات این دو خاک را نشان می‌دهد. مدل دو درجه آزادی به منحنی‌های به‌دست‌آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی نیاز دارد.

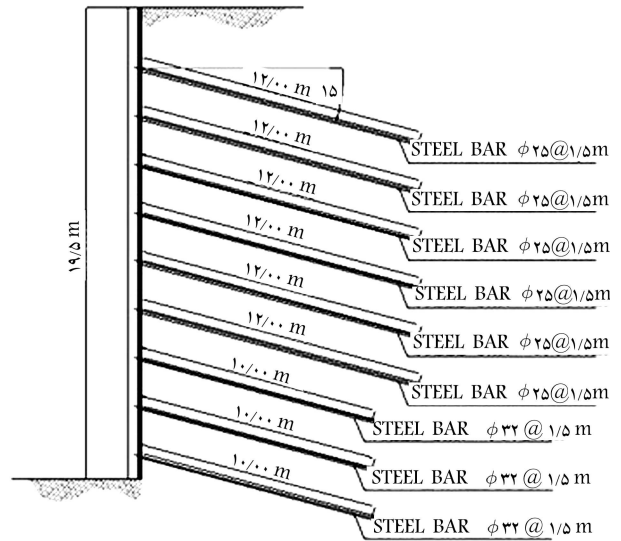
۲.۴. تحریکات ورودی

در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی کامل، زلزله‌های السنترو (۱۹۴۰) و لوماپریتا (۱۹۸۹)، به‌عنوان زلزله‌ی ورودی استفاده و شتاب‌نگاشت‌های استفاده‌شده قبل از اعمال

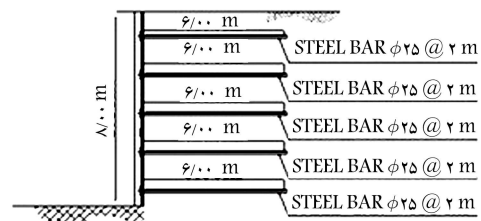
جدول ۲. مشخصات خاک مدل‌های ۱ و ۲.

خاک اول	خاک دوم	مدل
۵۰۰	۸۰۰	مدل
۳۴	۳۶	مدول یانگ (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)
۲۰	۵	چسبندگی (کیلو نیوتن بر متر مربع)
۵	۰	زاویه‌ی اتساع (درجه)
۰/۳۹	۰/۲۹	ضریب پواسون
۱۹	۱۶	وزن واحد (کیلو نیوتن بر متر مکعب)

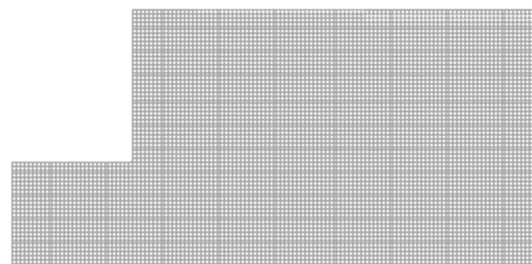
مورد مطالعاتی اول



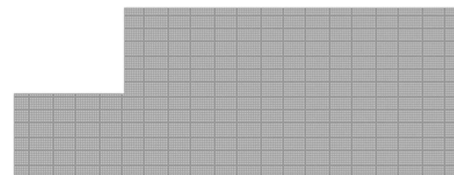
مورد مطالعاتی دوم



شکل ۷. سازه‌های خاکی مهارشده: هندسه و الگوی نصب مهارها.



الف) مدل ۱



ب) مدل ۲

شکل ۸. هندسه‌ی مدل‌های اختلاف محدود.

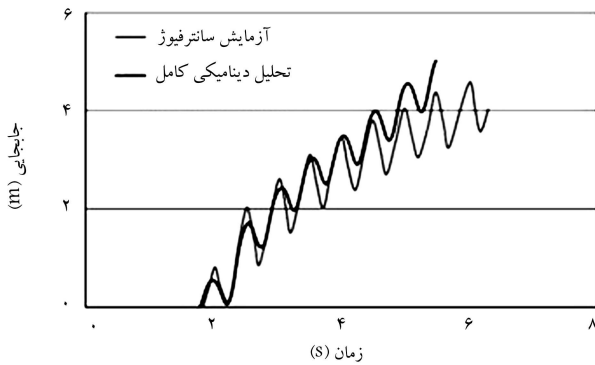
۱۵/۶ متر ارتفاع داشته‌اند. ابعاد مش اختلاف محدود برای مدل ۱، برابر ۰/۴ متر و برای مدل ۲، برابر ۰/۲ متر بوده است. شکل ۸، هندسه‌ی مدل‌ها و مش‌بندی را نشان می‌دهد. در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی مرز پایین در دو جهت قائم و افقی و مرزهای کناری در جهت افقی بسته شده‌اند. در تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی سیستم MDOF، مرز پایینی در دو جهت افقی و قائم بسته و شرایط مرزی میدان آزاد به مرزهای کناری اختصاص داده شده است. برای لحاظ کردن اثرات سه‌بعدی سازه‌ی میخ‌کوبی‌شده با میخ‌ها در فواصل افقی متناوب، مشخصات

جدول ۳. مشخصات تحریکات در نظر گرفته شده در این پژوهش.

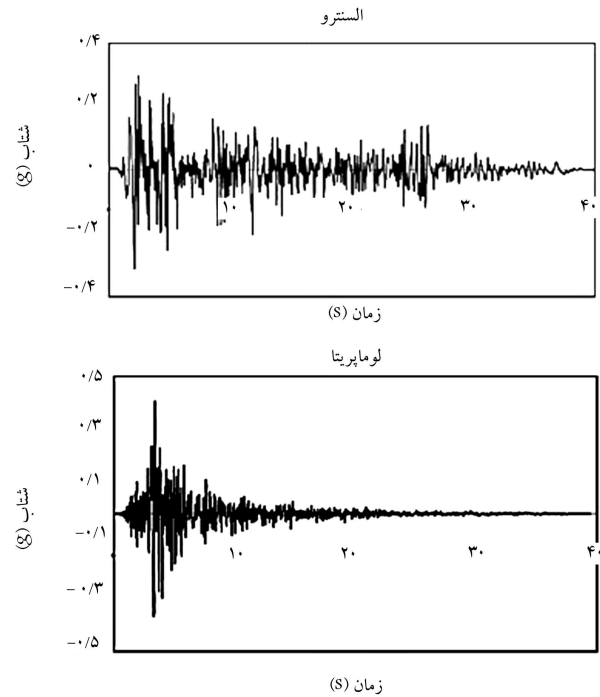
زلزله	السنترو	لوماپریتا
ایستگاه	Imperial Valley	Gilroy Array #۱
مؤلفه	IMPVALL/I-ELC\۱۸°	LOMAP/G°۱۰۰۰°
بیشینه‌ی شتاب زمین (g)	۰/۳۱	۰/۴۱
بیشینه‌ی سرعت زمین (متر بر ثانیه)	۰/۲۹	۰/۳۱

جدول ۴. مشخصات مدل سانتریفیوژ. [۷]

پارامتر	مقدار
شتاب سانتریفیوژ	۵° g
عمق مدل	۱۵۲ mm
عمق نمونه‌ی اصلی	۷/۶ m
زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک	۳۶°
چسبندگی خاک	۷/۲ kPa
مدول کشسانی خاک	۲° MPa
وزن مخصوص خاک	۱۵/۰۵ kN/m ^۳
تعداد ردیف‌های میخ	۳
فاصله‌ی افقی و عمودی میخ‌ها	۵° mm
طول میخ‌ها	۱۰۲ mm
شتاب بار سیکالی	۰/۲۸ g



شکل ۱۰. تاریخچه‌ی زمانی بالاترین میخ در آزمایش سانتریفیوژ و تحلیل دینامیکی مدل کامل.



شکل ۹. تاریخچه‌ی زمانی تحریکات ورودی.

۳.۴. صحت‌سنجی تحلیل دینامیکی مدل کامل

در این پژوهش، تحلیل دینامیکی کامل به‌عنوان راه حل مرجع استفاده و نتایج محاسبه‌شده از روش پیشنهادی با نتایج تحلیل دینامیکی کامل مقایسه شده است. بدین جهت قبل از پرداختن به نتایج از مدل سانتریفیوژ، جهت صحت‌سنجی مدل‌سازی دینامیکی سازه‌های میخ‌کوبی‌شده در نرم‌افزار FLAC استفاده شده است. جدول ۴، مشخصات مدل موردنظر را نشان می‌دهد. جابه‌جایی افقی روبه‌در مکان بالاترین میخ برای صحت‌سنجی تحلیل دینامیکی کامل استفاده شده است. تاریخچه‌ی زمانی تغییرمکان افقی نقطه‌ی موردنظر در آزمایش و شبیه‌سازی عددی در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود.

۵. نتایج و تفسیر

در این بخش، نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل دینامیکی مدل چند درجه آزادی FLAC و روش پیشنهادی ارائه و نتایج تحلیل‌ها مقایسه شده است.

۱.۵. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل‌های چند درجه آزادی. در این قسمت نتایج مدل‌های ساخته‌شده در نرم‌افزار FLAC تحت بارگذاری استاتیکی عمودی به‌صورت کنترکرنش‌های برشی بیشینه (شکل ۱۱) ارائه شده

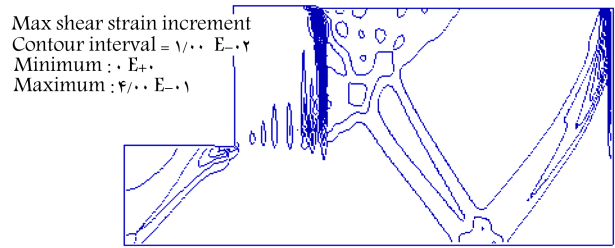
تصحیح شده‌اند. مدل‌های تفاضل محدود MDOF تحت اثر شتاب‌نگاشت‌هایی با مقیاس‌های ۱ و ۰/۵ قرار گرفته‌اند. مشخصات ورودی زلزله‌ها در جدول ۳ ارائه^[۱۹] و نیز طیف‌های پاسخ شتاب‌های مربوط در شکل ۸ نشان داده شده است.

باید تأکید شود که به علت پیچیدگی پاسخ سازه‌ی میخ‌کوبی‌شده، استفاده از طیف پاسخ و دوره‌ی تناوب اصلی سازه برای مقیاس‌کردن شتاب‌نگاشت منجر به نتایج نادرستی در ارزیابی پاسخ می‌شود. پاسخ سیستم موردنظر شامل رفتار غیرخطی و ترکیب بخش‌های مختلف نظیر روبه و توده‌ی خاک مسلح و غیرمسلح است. در روش پیشنهادی، دو مود با دامنه‌های متغیر پاسخ سیستم را کنترل می‌کند. زلزله‌های نشان داده‌شده در شکل ۹ به عنوان تحریک ورودی تحلیل دینامیکی مدل کامل استفاده شده است. در مدل دو درجه آزادی، تاریخچه‌ی زمانی سرعت در پایه‌ی مدل‌های میخ‌کوبی‌شده‌ی MDOF به عنوان رکورد‌های ورودی مدل دو درجه آزادی استفاده شده است. این مورد تفاوت پاسخ بین مدل‌های دو درجه آزادی و دینامیکی کامل ناشی از اثرات لایه‌ی خاک زیر تراز پایه‌ی دیوار را کمینه می‌سازد. در عمل، تحلیل پاسخ سایت یک ستون خاکی یک بعدی می‌تواند برای اعمال به سازه‌ی دو درجه آزادی استفاده شود.

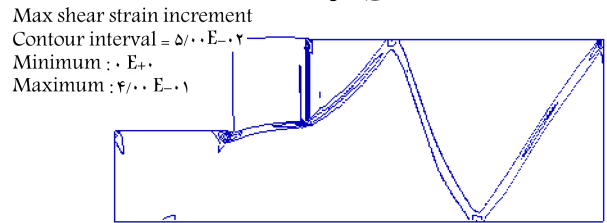
از روش پیشنهادی و تحلیل دینامیکی کامل برای مدل های ۱ و ۲ را ارائه می دهند. همخوانی قابل قبولی در مقایسه ی نتایج روش پیشنهادی و نتایج مدل تحلیل دینامیکی مدل کامل به دست آمده است. اگرچه، با افزایش تغییرشکل نهایی، تفاوت بین نتایج هم افزایش یافته است. برای مثال، چنانکه در شکل ۱۲ نشان داده شده است، تطبیق دقیقی بین هر دو روش برای مدل ۱ تحت اثر زلزله لوماپرتا با ضریب مقیاس ۱ به دست آمده است، درحالی که جابه جایی نهایی مدل دو درجه آزادی به اندازه ۵/۳ سانتی متر در بالا و ۱/۲ سانتی متر در پایین محاسبه شده است.

از طرف دیگر در زلزله ی السسترو با ضریب مقیاس ۱، با توجه به مقادیر بالای تغییرشکل، تفاوت جابه جایی بین نتایج دو روش در حدود ۱۵ سانتی متر است. همچنین مشاهده می شود که با کاهش ضریب مقیاس زلزله تفاوت بین نتایج دو روش کاهش یافته است. افزایش تفاوت جابه جایی بین نتایج دو روش در مقادیر بالای تغییرشکل می تواند به این پدیده ها منسوب شود: ۱. اثرات مودهای بالاتر در تحلیل دینامیکی کامل، وقتی که سازه وارد بازه ی غیرخطی می شود، ۲. تفاوت بین رفتار بلوک مسلح تحت اثر نیروهای جانبی خاک پشت بلوک مسلح در تحلیل استاتیکی غیرخطی و نیروهای اینرسی با توزیع افقی در بلوک مسلح حین لرزش در تحلیل دینامیکی کامل، ۳. ساده سازی اثرات خاک پشت بلوک مسلح، ۴. نادیده گرفتن تشکیل گوه ی مقاوم در خاک پشت بلوک مسلح، ۵. اعوجاج در مش های تقاض محدود در سرعت های پایین موج برشی ناشی از کاهش در سختی خاک در نرخ های کرنش بالا. بزرگ ترین اندازه ی المان وابسته به بزرگ ترین بسامد است. معمول است که برای جلوگیری از اعوجاج المان، بزرگ ترین اندازه ی المان به یک هشتم کوتاه ترین طول موج ($\lambda/8$) محدود شود. ^[۲۰] به هر حال، این شرایط نمی تواند زمانی که سختی در اثر کرنش برشی خمیری کاهش می یابد، در روش اختلاف محدود ارضاء شود. پنجمین مورد نشانگر این است که روش پیشنهادی ممکن است پاسخ های بهتری را از پاسخ های تحلیل دینامیکی کامل ارائه دهد (به خصوص در حالت تغییرشکل های بسیار بزرگ).

از آنجا که معادلات حرکت دینامیکی مدل دو درجه آزادی در سیستم مختصات مطلق نوشته شده اند، جابه جایی ورودی در تاریخچه ی زمانی پاسخ وجود دارد و پاسخ پیشینه در شکل های ۱۲ الی ۱۵ نشانگر جابه جایی پیشینه ی سازه نیست. به هر حال، مقادیر نهایی در انتهای زلزله می تواند با معیار عملکرد برای طراحی سازه ی



الف) مدل ۱



ب) مدل ۲

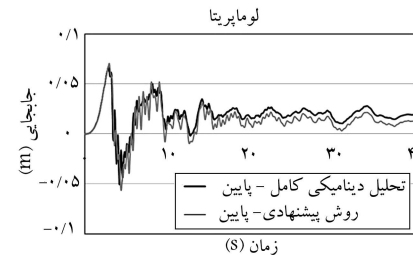
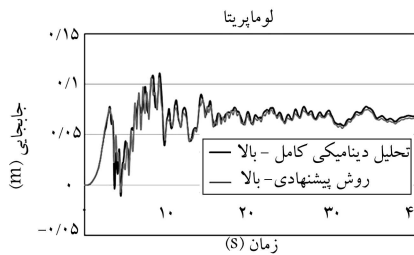
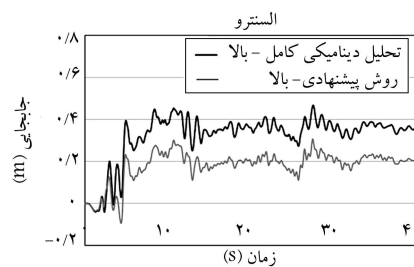
شکل ۱۱. وضعیت نقاط خمیری در تحلیل استاتیکی غیرخطی.

است. همان طور که پیشتر بیان شده است، منحنی های ظرفیت از نتایج تحلیل استاتیکی برآورد می شوند. منحنی های ظرفیت مدل های ۱ و ۲ در بخش های آبی ارائه شده است. چنانکه در شکل ۱۱ مشاهده می شود، سطوح گسیختگی مشابه سطوح لغزش لرزه یی (شکل ۱) در هر دو مدل مشاهده می شود. اگرچه چندین سطح گسیختگی دیگر در پشت بلوک مسلح در تحلیل های استاتیکی غیرخطی مشاهده می شود، ولیکن در نتایج مؤثر نیستند؛ زیرا که هدف تحلیل استاتیکی غیرخطی، برآورد خصوصیات مکانیکی بلوک مسلح است و وضعیت تنش در توده ی خاک پشت بلوک مسلح تحت بار سطحی تأثیری در نتایج روش ارائه شده ندارد.

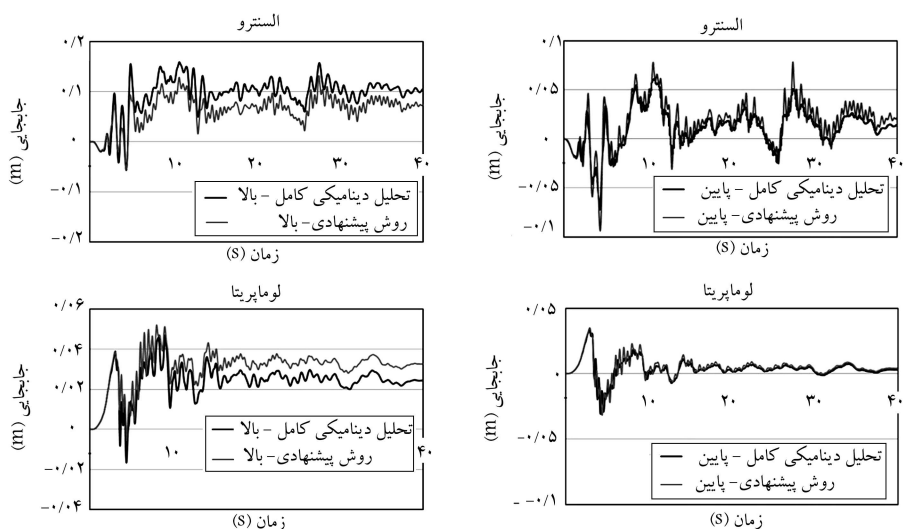
۲.۵. تغییرشکل های بالا و پایین به دست آمده از تحلیل دینامیکی

کامل و مدل دو درجه آزادی

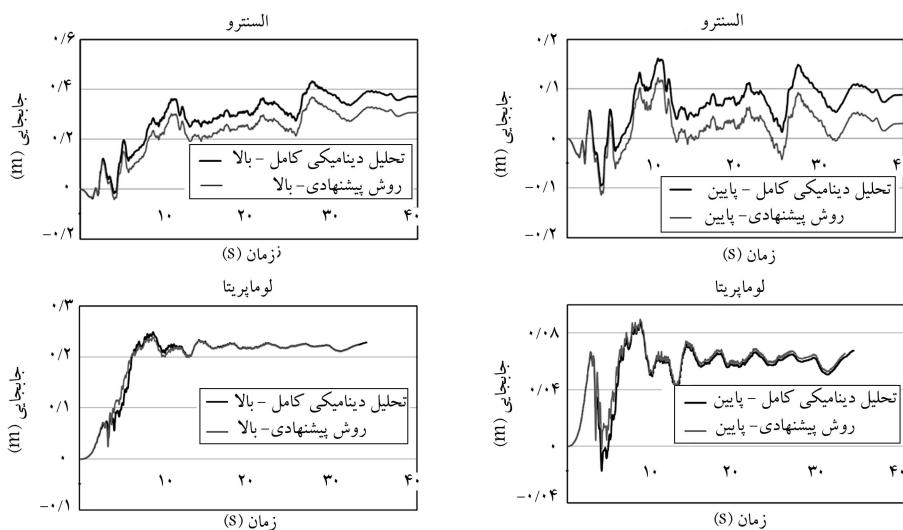
نتایج به دست آمده از مدل دو درجه آزادی و تحلیل استاتیکی غیرخطی به شکل جابه جایی بالا و پایین رویه های میخ کوبی شده بیان و با نتایج تحلیل دینامیکی کامل مقایسه شده است. شکل های ۱۲ الی ۱۵ به ترتیب تغییرشکل های به دست آمده



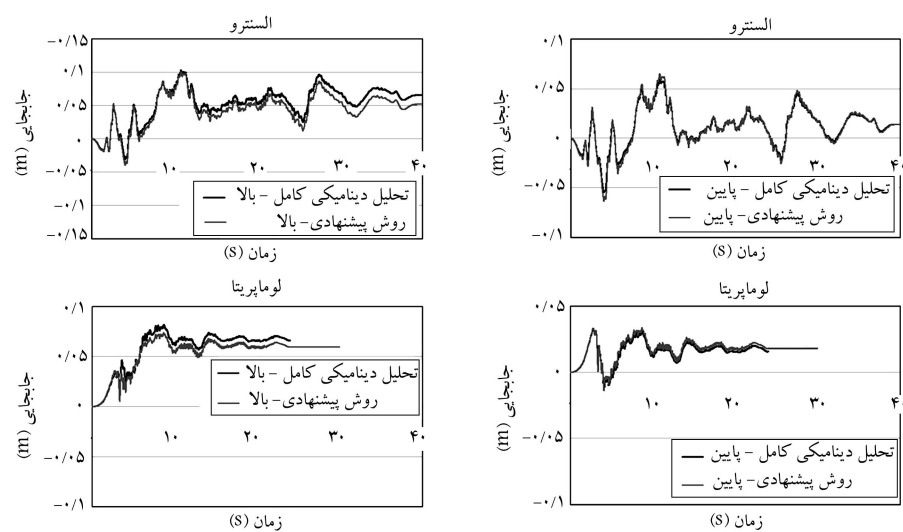
شکل ۱۲. تاریخچه ی زمانی تغییرشکل های بالا و پایین مدل ۱ با تحریک ورودی با ضریب مقیاس ۱.



شکل ۱۳. تاریخچه‌ی زمانی تغییرشکل‌های بالا و پایین مدل ۱ با تحریک ورودی با ضریب مقیاس ۰/۵.



شکل ۱۴. تاریخچه‌ی زمانی تغییرشکل‌های بالا و پایین مدل ۲ با تحریک ورودی با ضریب مقیاس ۱.



شکل ۱۵. تاریخچه‌ی زمانی تغییرشکل‌های بالا و پایین مدل ۲ با تحریک ورودی با ضریب مقیاس ۰/۵.

تحت اثر زلزله را با دقت قابل قبولی محاسبه کند، در حالی که زمان محاسباتی تحلیل برای یک مسئله‌ی عملی را کاهش می‌دهد. به علاوه، ساده‌سازی صورت‌گرفته برای در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها، مانند رفتار غیرخطی سازه و اندرکنش خاک مسلح - خاک پشت بلوک مسلح، درک عمیق‌تری از مشخصات دینامیکی (نظیر دوره تناوب‌های اصلی) که در پاسخ لرزه‌یی تأثیر دارند، ایجاد می‌کند.

۳.۵. منحنی‌های ظرفیت و رفتار هیستریزیس المان‌های دو درجه آزادی

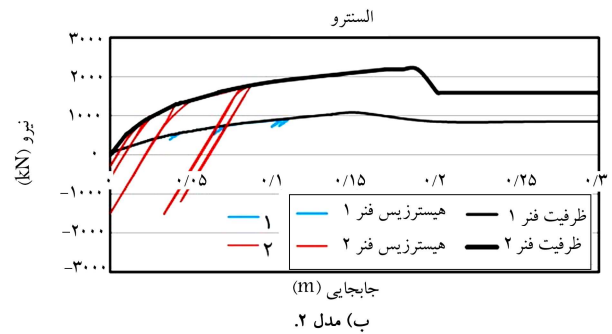
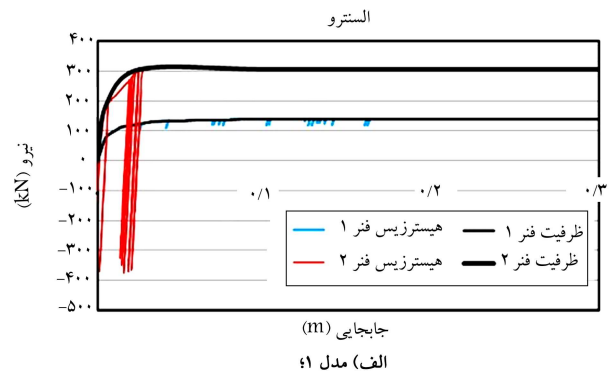
چرخه‌ی هیستریزیس اغلب به عنوان یک راه برای مطالعه‌ی مشخصات رفتار دینامیکی سازه‌ها و المان‌ها در نظر گرفته می‌شود. حلقه‌های هیستریزیس از تحلیل‌های مدل‌های دو درجه آزادی و منحنی‌های ظرفیت مربوط به آن‌ها (شکل ۱۶)، فرایند تحلیل برنامه‌ی دو درجه آزادی را شرح می‌دهد. مطابق شکل مذکور، مدل یک رفتار نرم‌شونده‌یی را تجربه می‌کند، که ممکن است به واسطه‌ی اتساع در طول تسلیم خاک ۱ در زاویه‌ی اتساع ۵° باشد. نرم‌شوندگی می‌تواند به علت گسیختگی پیش‌رونده و یا به واسطه‌ی یک کاهش در فشار محصورکننده‌ی خاک باشد. برنامه‌ی نوشته‌شده می‌تواند پاسخ لرزه‌یی یک سازه‌ی میخ‌کوبی‌شده در خاک‌های نرم‌شونده را با استفاده از منحنی‌های ظرفیت با مقاومت بیشینه و پسماند مانند آنچه در مدل ۱ مشاهده می‌شود (شکل ۱۶)، محاسبه کند.

۶. نتیجه‌گیری

در این پژوهش، یک مدل دو درجه آزادی غیرخطی ارائه شده است، که می‌تواند برای تعیین تغییرشکل‌های دینامیکی دیوارهای حائل خاکی تحت اثر تحریکات زمین استفاده شود. برای تخمین رفتار غیرخطی فنرها در مدل دو درجه آزادی پیشنهادی، تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده و یک الگوی بارگذاری عمودی در پشت بلوک مسلح در بالای مرز مدل کامل در تحلیل استاتیکی غیرخطی اعمال شده است. دو مطالعه‌ی موردی برای مطالعه‌ی روش پیشنهادی با استفاده از تحلیل دینامیکی کامل انتخاب و تحت اثر دو تحریک لرزه‌یی مختلف واقع شده‌اند. نتایج نشان داده است که روش پیشنهادی به شکل رضایت‌بخشی تغییرشکل‌های سازه‌ی میخ‌کوبی‌شده تحت اثر زلزله را پیش‌بینی می‌کند و زمان محاسبات را برای مسائل عملی کاهش می‌دهد. همچنان که سطح تغییرشکل‌ها افزایش می‌یابد، اختلاف بین نتایج مدل دو درجه آزادی و تحلیل دینامیکی مدل کامل نیز افزایش می‌یابد. روش پیشنهادی در فهم رفتار فیزیکی مسئله به شکل عملی کمک کرده است. همچنین اثر محتوی بسامدی زلزله و بسامد اصلی سازه مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. اثر مشترک دوره‌ی تناوب اصلی کشسان سازه نیز با توجه به دوره‌ی تناوب غالب طیف پاسخ و سطح تحریک، سطح تغییرشکل را کنترل می‌کند.

پانویس‌ها

1. single-degree of freedom systems
2. finite difference method



شکل ۱۶. حلقه‌های هیستریزیس و منحنی‌های ظرفیت مربوط به مطالعات موردی (برای زلزله‌ی الاسترو با ضریب مقیاس ۱).

خاک مسلح مقایسه شود. PIANC، راهنمای طراحی لرزه‌یی ژاپن ۲۰۰۱ برای سازه‌های بندری،^[۲۱] معیار جابه‌جایی برای دیوارهای حائل ارائه کرده است. ولیکن، مقایسه‌ی نتایج با تغییرشکل‌های مجاز فراتر از محدوده‌ی این نوشتار است. همان‌طور که در شکل‌های ۱۲ الی ۱۵ مشاهده می‌شود، کمینه‌ی تغییر شکل‌ها از مدل‌های تحت اثر زلزله‌ی لوماپریتا، علی‌رغم بیشینه‌ی شتاب به اندازه‌ی $g/0.41$ و $g/0.205$ به دست آمده است. بعد از زلزله‌ی لوماپریتا در سال ۱۹۸۹، مشاهدات پس از زلزله در ۹ دیوار حائل میخ‌کوبی‌شده نشان می‌دهد که علی‌رغم شتاب افقی بالا، این سازه‌ها هیچ نشانه‌یی از تغییرشکل‌های شدید بروز نداده‌اند.^[۶] این امر می‌تواند به دلیل اثر محتوی بسامدی زلزله در عملکرد لرزه‌یی دیوارهای میخ‌کوبی‌شده باشد، در حالی که شتاب بیشینه‌ی زمین تنها پارامتر تحریک زمین است، که برای طراحی عملی دیوارهای خاک میخ‌کوبی‌شده استفاده می‌شود.^[۱] این مقایسه‌ها به طور ضمنی بیان می‌کنند که افزایش یا کاهش پاسخ به محتوی بسامدی تحریک ورودی و مشخصات مکانیکی سازه و سطح جابه‌جایی، که سازه در طول تحریک تجربه کرده وابسته است. به هر حال، مهم‌ترین نتیجه‌ی حاصل این بوده است که روش پیشنهادی می‌تواند تغییرشکل دینامیکی سازه‌ی میخ‌کوبی‌شده

3. Fast Lagrangian Analysis of Continue
4. Visual Basic

(References) منابع

1. Lazarte, C., Elias, V., Espinoza, R. and Sabatini, P., *Geotechnical Engineering Circular No. 7 Soil Nail Walls*, United States Federal Highway Administration, No. FHWA0-IF-03-017 (1999).
2. Veletsos, A.S. and Younan, A.H. "Dynamic soil pressures on rigid retaining walls", *Earthq. Engng. Struct. Dyn.*, **23**(3), pp. 275-301 (1994).
3. Veletsos, A.S. and Younan, A.H. "Dynamic response of cantilever retaining walls", *J. Geotech. Geoenviron. Engng.*, *ASCE*, **123**(2), pp. 161-172 (1997).
4. Cakir, T. and Livaoglu, R. "Fast practical analytical model for analysis of backfill- rectangular tank- fluid interaction system", *Soil Dyn. Earthq. Engng.*, **37**, pp. 24-37 (2012).
5. Vucetic, M., Tufenkjian, M.R. and Doroudian, M. "Dynamic centrifuge testing of soil-nailed excavation", *Geotech. Testing J.*, **16**(2), pp. 172-187 (1993).
6. Vucetic, M., Iskandar, V.E., Doroudian, M. and Lucioni, L. "Dynamic failure of soil-nailed excavations in centrifuge", *In: Proceeding of International Sym on Earth Reinforc*, Fukuoka, Japan, pp. 829-834 (1993).
7. Tufenkjian, M.R. and Vucetic, M. "Dynamic failure mechanism of soil-nailed excavation models in centrifuge", *J. Geotech. Geoenviron. Engng.*, *ASCE*, **126**(3), pp. 227-235 (2000).
8. Kocijan, J. "Analysis of forces and displacements leading to failure of different configurations of soil-nailed excavation centrifuge models under cyclic loads", Ph.D Thesis, University of Los Angeles (2005).
9. Hong, Y., Chen, R., Wu, C. and Chen, J. "Shaking table test and stability analysis of steep nailed slopes", *Can. Geotech., J.*, **42**(5), pp. 1264-1279 (2005).
10. Komak Panah, A. and Majidian, S. "Assessment of soil-nailed excavations seismic failure under cyclic loading and pseudo-static forces", *In: Proceeding of the 5th Int. Con. on Rec. Adv. in Geotech. Earthq. Engng. and Soil Dyn.*, San Diego, California (2010).
11. Komak Panah, A. and Majidian, S. "2D numerical modeling of soil-nailed structures for seismic improvement", *Geomech. Engng.*, **5**, pp. 37-55 (2013).
12. Webe, L. and Christopoulos, C. "Characterizing acceleration spikes due to stiffness changes in nonlinear systems", *Earthq. Engng. Struct. Dyn.*, **39**(14), pp. 1653-1670 (2010).
13. FLAC, *Fast Lagrangian Analysis of Continua*, Itasca Consulting Group, Mineapolis, MN, USA (1998).
14. Bathe, K.J. and Wilson, E.L. "Stability and accuracy analysis of direct integration methods", *Earthq. Engng. Struct. Dyn.*, **1**(3), pp. 283-291 (1993).
15. Chopra, A.K. and Goel, R.K. "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthq. Engng. Struct. Dyn.*, **31**(3), pp. 561-582 (2002).
16. EI Ganainy, H. and EI Naggar, M.H. "Seismic performance of three-dimensional frame structures with underground stories", *Soil Dyn. Earthq. Engng.*, **29**(9), pp. 1249-1261 (2009).
17. Cheuk, C.Y., Ng, C.W.W. and Sun, H.W. "Numerical experiments of soil nails in loose fill slopes subjected to rainfall infiltration effects", *Comput. Geotech.*, **32**(4), pp. 290-303 (2005).
18. Singh, V.P. and Babu, G.L.S. "2D numerical simulations of soil nail walls", *Geotech. Geol. Eng.*, **28**(4), pp. 299-309 (2010).
19. PEER, PEER NGA Database, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, California, <http://peer.berkeley.edu/nga/>.
20. Lysmer, J. and Kuhlmeyer, R.L. "Finite dynamic model for infinite media", *J. Engng. Mech.*, *ASCE*, **4**, pp. 859-878 (1996).
21. PIANC, Seismic design quidlines for port structures, International Navigation Association, Balkema, Tokyo (2001).