

مطالعه تحلیلی و آزمایشگاهی بر روی دیوارهای خاک مسلح پله‌ای

مجید یزدان دوست^{۱*}، امیرحسین رسولی جمنانی^۲

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم

۲- استاد مدعو دانشگاه آزاد اسلامی، واحد ورامین-پیشوا

پست الکترونیکی نویسندگان:

۱- M.yazdandoust@gom.ac.ir

۲- rasouly.amirhosein@gmail.com

چکیده:

علیرغم آنکه انتخاب ضریب شبه استاتیکی مهمترین گام در تحلیل شبه استاتیکی دیوارهای خاک مسلح می‌باشد، اما تاکنون معیار جامعی برای انتخاب آن ارائه نشده است. از اینرو در مطالعه حاضر کوشش شد تا ضریب شبه استاتیکی افقی برای دیوارهای خاک مسلح به عنوان تابعی از هندسه دیوار و نوع المان تسلیح ارائه شود. برای این منظور، ابتدا مجموعه‌ای از آزمایشات میز لرزه بر روی دیوارهای خاک مسلح یکپارچه و پله‌ای مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرید برای تعیین شتاب آستانه گسیختگی، نیروی المان‌های تسلیح و همچنین هندسه سطوح گسیختگی انجام شد. سپس با شبیه‌سازی مدل‌های دیوار بر اساس روش قطعات افقی، کوشش شد تا مقادیر ضریب شبه استاتیکی مورد نیاز برای ایجاد سطوح گسیختگی و نیروهای ایجاد شده در المان‌های تسلیح مشابه با آنچه در آزمایش‌های میز لرزه مشاهده شد، تعیین شود. در نتیجه، ضریب شبه استاتیکی افقی به عنوان تابعی از شتاب بیشینه افقی، هندسه دیوار و نوع المان تسلیح معرفی شد.

واژگان کلیدی:

ضریب شبه استاتیکی، دیوار خاک مسلح پله‌ای، آزمایش میز لرزه، روش قطعات افقی.

* مجید یزدان دوست، استادیار دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران - دانشگاه قم.

ایمیل: M.yazdandoust@gom.ac.ir (نویسنده مسئول مقاله)

Analytical and experimental study on two-tiered MSE walls

Majid Yazdandoust^۱ and Amirhossein Rasouli Jamnani^۲

^۱- Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Qom, Qom ۳۷۱۶۱۴۶۶۱۱, Iran (corresponding author). ORCID: <https://orcid.org/۰۰۰۰-۰۰۰۳-۴۳۵۵-۱۱۸X>. Email: M.Yazdandoust@qom.ac.ir

^۲- Dept. of Civil Engineering, Varamin Branch, Islamic Azad Univ., Tehran ۳۳۸۱۷۷۴۸۹۵, Iran

Abstract:

A pseudo-static coefficient is required for pseudo-static analysis of mechanically stabilized earth (MSE) walls, but there are no clear criteria for its selection. The current study assessed the horizontal pseudo-static coefficient (k_h) for MSE walls by considering the effects of a tiered configuration and reinforcement type. For this purpose, by selecting two reinforcement types (steel strip and geogrid), six two-tiered MSE walls with three different offset distances and two integrated MSE walls (without tier) were prepared and then were shaken using shaking table tests to determine the geometry of the slip surfaces and the force distribution along the reinforcements at the failure stage. The physical models then were simulated using the limit-equilibrium horizontal slice method to estimate the value of k_h required to establish slip surfaces and reinforcement forces similar to those observed in shaking table tests. Because the equivalent pseudo-static coefficients obtained were the corresponding to failure stage, they were considered as the upper bound values. The analytical models used a new formulation of the horizontal slice method (HSM) based on the slip surfaces observed in the shaking table tests. This formulation made it possible to determine the distribution of k_h along the wall height as a function of the reinforcement type, offset distance, and PGA. It was found that, as the offset distance increased, the pseudo-static coefficient required for the upper and lower halves of the tiered wall models increased and decreased, respectively. This was observed in both types of reinforcement, but was more prominent in walls reinforced with metal strips. Moreover, the distribution of k_h along the wall height showed that a lower pseudo-static coefficient was required for the upper layers of the integrated walls, but the reverse was true when using a tiered configuration. This change in the trend of the k_h distribution, which was due to the increase in the dimensions of wedge failure in the lower half and a decrease in dimensions in the upper half of the wall required a larger coefficient in the upper layers of the tiered walls.

Keywords: Pseudo-static coefficient; Two-tiered mechanically stabilized earth wall; Shaking table test; Horizontal slice method.

۱ - مقدمه و تاریخچه تحقیقات

آنالیز شبه استاتیکی روش رایجی برای طراحی لرزه‌های دیوارهای خاک مسلح می‌باشد. در این روش، اثر ارتعاش پایه بر روی دیوار با اعمال ضرایب لرزه‌های معادل افقی (k_h) و قائم (k_v) به جرم گوه لغزش شبیه‌سازی می‌شود. از اینرو، استفاده از هندسه واقعی گوه گسیختگی و انتخاب یک ضریب شبه استاتیکی مناسب برای شبیه‌سازی نیروی اینرسی القا شده در گوه لغزش در هنگام زلزله، از عوامل مؤثر بر دقت تحلیل شبه استاتیکی می‌باشند.

مطالعات لرزه‌ای انجام شده جهت شناسایی هندسه سطح لغزش در دیوارهای خاک مسلح نشان می‌دهند که بر اساس نوع و آرایش المان‌های تسلیح و همچنین پیکربندی دیوار، سطوح لغزش با هندسه‌های مختلفی می‌توانند در یک دیوار خاک مسلح شکل بگیرند. این در حالی است که اغلب آنالیزهای شبه استاتیکی بر اساس یک سطح گسیختگی با هندسه اسپیرال لگاریتمی انجام می‌شود که می‌تواند نقش چشمگیری در کاهش دقت تحلیل ایفا کند.

انتخاب ضرایب معادل لرزه‌ای دومین چالش در تحلیل شبه استاتیکی می‌باشد. کرامر در سال ۱۹۹۶ پیشنهاد نمود که این ضرایب باید بر اساس حداکثر شتاب زمین (PGA) انتخاب شوند زیرا شتاب زلزله عامل اصلی شکل‌گیری نیروی القایی در جرم گوه لغزش می‌باشد [۱]. سگرتین و باستیک^۱ رابطه‌ای را برای انتخاب k_h در شتابهای کمتر از $0.45g$ به شرح زیر پیشنهاد نمودند [۲]:

$$k_h = \frac{PGA}{g} \left(1.45 - \frac{PGA}{g}\right) \quad (1)$$

لشنسکی^۲ و همکاران با استفاده از آزمایش میز لرزه بزرگ مقیاس و آنالیز تعادل حدی شبه استاتیکی برای تعیین نسبت‌های k_h/PGA ، محدوده 0.3 تا 0.4 را برای دیوارهای خاک مسلح ژئوسلی توصیه نمودند [۳]. در مطالعه‌ای مشابه، یزدان دوست ضریب شبه استاتیکی را برای دیوارهای خاک مسلح با تسمه فولادی به عنوان تابعی از حداکثر شتاب زمین پیشنهاد نمود [۴]. در دستورالعمل‌های FHWA و AASHTO نیز توصیه‌هایی جهت انتخاب ضرایب شبه استاتیکی ارائه شده است که بدون در نظر

گرفتن جزئیات ساختاری مانند جنس المان تسلیح یا آرایش آنها و همچنین پیکربندی دیوار می‌باشند [۵ و ۶].

توزیع غیر یکنواخت شتاب در امتداد ارتفاع دیوارهای خاک مسلح که باعث ایجاد نیروهای اینرسی ناهمگون در ارتفاع دیوار می‌شود، چالش دیگری است که در صورت عدم لحاظ آن و استفاده از یک مقدار ثابت ضریب شبه استاتیکی برای کل دیوار می‌تواند موجب کاهش چشمگیر دقت تحلیل شود. این چالش که در دیوارهای بلند خاک مسلح برجسته‌تر می‌باشد، به دو روش قابل حل است. اولین روش که توسط لی^۳ و همکاران ارائه شد شامل استفاده از میانگین شتاب تشکیل شده در امتداد ارتفاع دیوار به جای استفاده از حداکثر شتاب زمین برای انتخاب ضرایب شبه استاتیکی می‌باشد [۷]. روش دوم که توسط یزدان دوست و قلندرزاده پیشنهاد شد شامل استفاده از میانگین ضرایب شبه استاتیکی بر اساس توزیع ضرایب در امتداد ارتفاع دیوار می‌باشد [۸].

پیکربندی دیوار فاکتور دیگری است که نقش چشمگیری در شکل‌گیری نیروهای اینرسی در دیوارهای خاک مسلح ایفا می‌کند [۹ و ۱۰]. علیرغم این موضوع، جای این فاکتور در روابط ارائه شده جهت تعیین ضرایب شبه استاتیکی کاملاً خالیست. لذا در مطالعه حاضر تلاش شد تا علاوه بر تأثیر جنس المان تسلیح، تأثیر پیکربندی نیز در انتخاب ضرایب شبه استاتیکی لحاظ گردد. بدین منظور با انتخاب دو نوع المان تسلیح (تسمه فولادی و ژئوگرید) و انتخاب پیکربندی پله‌ای به عنوان یک ساختار متداول در ساخت دیوارهای خاک مسلح، شش دیوار خاک مسلح پله‌ای با سه عرض پله مختلف و دو همچنین دیوار یکپارچه ساخته و سپس با استفاده از میز لرزه به تعیین هندسه سطوح لغزش و توزیع نیرو در المانهای تسلیح پرداخته شد. سپس، با شبیه‌سازی مدل‌های فیزیکی به صورت تحلیلی تلاش شد تا ضرایب شبه استاتیکی بگونه‌ای تعیین شوند که نیروهای بسیج شده در المانهای تسلیح با آنچه از آزمایش‌های میز لرزه بدست آمد برابر شوند. جهت تحلیل مدل‌های فیزیکی از فرمولاسیون جدیدی از روش قطعات افقی (HSM^4) بر اساس سطوح لغزش مشاهده شده در آزمایش‌های میز لرزه استفاده

^۳ Lee

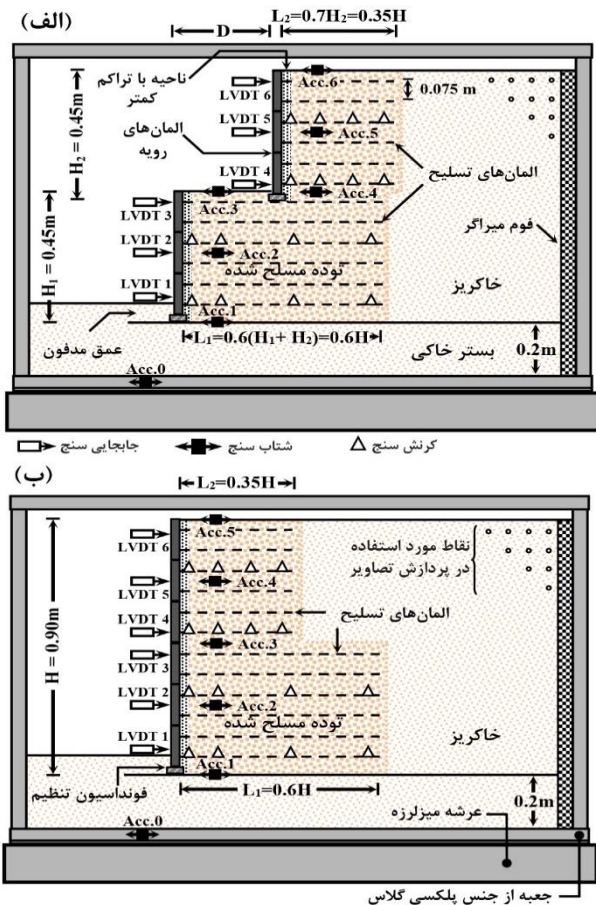
^۴ horizontal slice method

^۱ Segrestin & Bastick

^۲ Leshchinsky

شرایط واقعی برای نشست احتمالی و لغزش جانبی مدلها فراهم شد.

به منظور حذف اثر چیدمان المان‌های تسلیح بر نتایج، از یک چیدمان یکسان در تمامی مدل‌ها استفاده شد. از این رو، طول المان‌های تسلیح در پله پایینی و بالایی مدلها مطابق با توصیه‌های FHWA به ترتیب $0.6(H_1 + H_2)$ و $0.7(H_2)$ در نظر گرفته شد. پایداری هر مدل در شرایط استاتیکی و شبه‌استاتیکی نیز با استفاده از روش‌های تعادل حدی و تحلیل اجزاء محدود و همچنین دستورالعمل‌های FHWA مورد ارزیابی قرار گرفت. تحلیل‌ها نشان داد که ضمن برخورداری بودن مدل‌ها از پایداری قابل قبول، حداقل ضریب ایمنی در کلیه مدل‌ها مربوط به پایداری خارجی بوده است.



شکل ۱: شماتیک از: الف) مدل دیوار پله‌ای؛ ب) مدل دیوار یکپارچه

به منظور ساخت بخش‌های مختلف مدل‌ها از ماسه^۱ ۱۶۱ فیروزکوه به همراه ۶ درصد سیلت و با تراکم نسبی ۰.۸۵ استفاده شد. این تراکم نسبی، معیارهای دستورالعمل FHWA را جهت

شد. این فرمولاسیون امکان تعیین توزیع k_{th} در امتداد ارتفاع دیوار را به عنوان تابعی از نوع المان تسلیح، عرض پله و حداکثر شتاب زمین امکان پذیر می‌سازد.

۲- آزمایش میز لرزه:

جهت تعیین هندسه گوه گسیختگی در دیوارهای خاک مسلح و نیروی بسیج شده در المان‌های تسلیح در شرایط لرزه‌ای، از یک سری آزمایش میز لرزه استفاده شد. این آزمایشات در بخش مدلسازی فیزیکی دانشگاه تهران و توسط میز لرزه‌ای با قابلیت ارتعاش مدل تا وزن ۵۰ کیلو نیوتن و فرکانس حداکثر ۱۰ هرتز انجام شد که گزارش کاملی از آن توسط رسولی و همکاران منتشر شده است [۱۱]. لذا در این بخش بطور اجمالی به روند ساخت مدلها و انجام این آزمایشات اشاره خواهد شد و توضیحات تکمیلی می‌تواند در گزارش مذکور جستجو شود [۱۱].

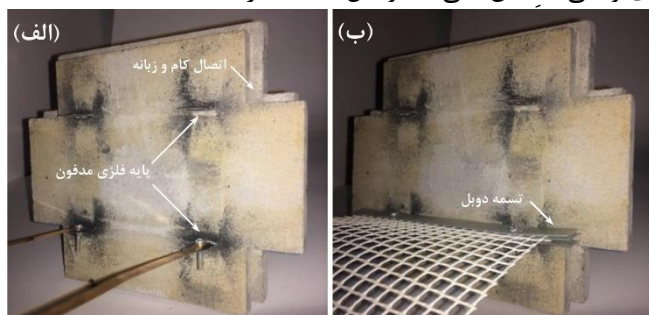
۲-۱- آماده سازی مدل‌ها:

همانطور که در شکل (۱) نشان داده شده است، از یک مدل دیوار به ارتفاع ۰/۹ متر با ضریب مقیاس ۱:۱۰ به عنوان نماینده یک دیوار خاک مسلح ۹ متری برای ساخت بصورت پله‌ای استفاده شد. با توجه به رفتار پیچیده دیوارهای پله‌ای با عرض پله بین $(H_1 + H_2) / 20$ و $H_1 \times \tan(90 - \phi_r)$ ، فاصله بین دو پله (D) در مدل‌ها به گونه‌ای انتخاب شد که مدل‌ها در این دسته از دیوارهای پله‌ای قرار گیرند. برای این منظور، مدلها با ارتفاع یکسان پله $(H_1 = H_2 = 0.45m)$ و در سه عرض مختلف $(D = H / 9, 2H / 9, 3H / 9)$ ساخته شدند. جهت نصب اولین ردیف پانل‌های رویه در هر پله از یک نوار سیمانی پیش ساخته با عرض ۰/۰۳ متر و ضخامت ۰/۰۱۵ متر به عنوان فونداسیون تنظیم استفاده شد. همچنین مطابق با توصیه‌های FHWA جهت به حداقل رساندن لغزش احتمالی پنجه دیوار، عمق مدفونی برابر با ۰/۰۶ و ۰/۰۳ متر به ترتیب برای پله‌های پایینی و بالایی در نظر گرفته شد. این اعماق به طور طبیعی با ایجاد حالت مقاوم^۱ در جلوی پنجه دیوار منجر به کاهش لغزش دیوار می‌شود. از سوی دیگر، با احداث یک بستر خاکی به ضخامت ۰/۲ متر در زیر مدلها،

^۱ Passive

علوم و تحقیقات دانشگاه آزاد اسلامی و همچنین در نظر گرفتن روابط تشابه حاکم بر این دو معیار، المان‌هایی مناسب به عنوان نمایندگان تسمه فلزی و ژئوگرید در مدل‌های دیوار کوچک مقیاس انتخاب شوند. علاوه بر سختی کششی و مقاومت بیرون کشیدگی، ابعاد چشمه ژئوگرید نیز به عنوان سومین معیار جهت انتخاب المان ژئوگرید کوچک مقیاس در نظر گرفته شد. برای این منظور از معیار یوشیدا و تاتسوکا^۱ استفاده شد. یوشیدا و تاتسوکا پیشنهاد کردند که نسبت فاصله بین نوارهای عرضی ژئوگرید به اندازه متوسط دانه‌های خاک بهتر است بزرگتر از ۱۰ باشد [۱۲]. پارامترهای المانهای تسلیح انتخاب شده در مقیاس واقعی و مدل در جدول (۱) ارائه شده است.

به منظور حذف تأثیر نوع رویه دیوار بر نتایج، از یک رویه یکسان برای تمامی مدل‌ها استفاده شد. از این رو، با استفاده از اتصال توصیه شده توسط باترست^۲ جهت نصب المانهای تسلیح صفحه‌ای به پانلهای پیش‌ساخته بتنی که در شکل (۲-ب) نشان داده شده است، از پانل‌های صلیبی بتنی با مقیاس ۱:۱۰ به عنوان رویه دیوار در تمامی مدل‌ها استفاده شد [۱۳]. پانل‌های صلیبی مذکور در ابعاد $0.15 \times 0.15 \times 0.15$ متر تهیه و ملات مورد استفاده در آن بر اساس معیار ظرفیت خمشی و روابط تشابه حاکم بر آن انتخاب شد ($M_{(model)}/M_{prototype}=1/N^2$). همچنین، از ۴ پایه فلزی با فواصل افقی و قائم یکسان (۰/۰۷۵ متر) جهت اتصال المان‌های تسلیح به پانل‌ها استفاده شد (شکل (۲-الف)). استفاده از این فواصل سبب شد تا مدل‌های ساخته شده معادل یک دیوار پله-ای واقعی با المان‌هایی به فواصل ۰/۷۵ متر باشند.



شکل ۲: المانهای رویه جهت استفاده در دیوار مسلح شده با: الف) تسمه فلزی؛ ب) ژئوگرید

انتخاب مصالح خاکی مورد استفاده در دیوارهای خاک مسلح برآورده می‌ساخت [۹و۸]. این خاک مصنوعی متشکل از ذرات تیز گوشه با چگالی ۲/۶۵۴ بود که با داشتن ضریب یکنواختی و ضریب انحنای برابر با ۲/۶۵۵ و ۱/۱۴۷، در ردهٔ ماسهٔ سیلت‌دار بد دانه بندی شده طبقه بندی می‌شد. بر اساس آزمایشهای سه محوری تحکیم یافتهٔ-زهکشی شده، که بر روی نمونه‌های خاک تحت تنش‌های همه جانبه معادل با تنش‌های القاء شده در مدل-های فیزیکی (۵ تا ۱۵ کیلو پاسکال) انجام شد، زوایای اصطکاک حداکثر و نهایی به ترتیب حدود ۴۴-۴۷ درجه و ۳۸-۴۱ درجه بدست آمد. بر اساس این آزمایشات که در آزمایشگاه ژئوتکنیک واحد علوم و تحقیقات دانشگاه آزاد اسلامی انجام شد، یک چسبندگی ظاهری نیز در حدود ۴ کیلو پاسکال برای این خاک مشاهده شد که می‌توان آن را به کشش سطحی ناشی از رطوبت خاک نسبت داد. از دلایل بالا بودن زوایای اصطکاک این خاک، زبری سطح دانه‌ها و تیز گوشه‌گی آنها می‌باشد که ناشی از فرآیند تولید این ماسه سیلیسی است. فشار همه جانبه پایین در آزمایش‌ها می‌تواند دلیل دیگری برای مقادیر قابل توجه این زوایا باشد. بر اساس نتایج آزمایش‌های سه محوری، مقدار سختی سکانتی این خاک در کرنش ۱ درصد و در محدودهٔ تنش همه جانبه معادل با فشار القاء شده در مدل‌ها برابر با ۲/۱۶ تا ۵/۵۵ مگاپاسکال تعیین شد. این مقادیر ۰/۲۶ تا ۰/۲۹ برابر سختی خاک در شرایط تنش همه جانبه واقعی بود و در محدودهٔ نسبت پیشنهاد شده برای سختی خاک در یک مدل ۱g با ضریب مقیاس ۱:۱۰ قرار داشت ($E_{soil(model)}/E_{soil(prototype)}=1/N^{0.5} \approx 0.3$).

از آنجا که تسمه فلزی و ژئوگرید به عنوان متداول‌ترین المان‌ها جهت تسلیح دیوارهای خاک مسلح مطرح می‌باشند، در این تحقیق نیز از این دو المان به عنوان نمایندهٔ المان‌های تسلیح استفاده شد [۹و۱۰]. با توجه به دستورالعمل FHWA و ضریب مقیاس مدل‌ها، تسمه‌های فلزی با فواصل افقی و قائم ۰/۰۷۵ متر و صفحات ژئوگرید با فاصله قائم ۰/۰۷۵ متر مدل‌ها تعبیه شدند. به منظور شبیه‌سازی المان‌های تسلیح در مقیاس ۱:۱۰، سختی کششی و ظرفیت بیرون کشیدگی به عنوان دو معیار اصلی انتخاب شدند. از این رو، کوشش شد تا با انجام یکسری آزمایشات کشش تک محوری و بیرون کشیدگی در آزمایشگاه مدلسازی فیزیکی واحد

^۱ Yoshida and Tatsuoka

^۲ Bathurst

رسیدن به آن ضخامت، متراکم می‌شد. این روش که به روش کوبش مرطوب با کنترل حجم مرسوم است، جزء روش‌های متداول در ساخت مدل‌های فیزیکی با تراکم بالا می‌باشد [۷ و ۴]. این روند با نصب دومین ردیف المان‌های تسلیح و اجرای لایه خاک نظیر آن و سپس ردیف‌های بعدی تا تکمیل پله اول ادامه یافت. پس از تکمیل پله اول، فرایند اجرای پله دوم مشابه با پله اول و با در نظر گرفتن یک فاصله مشخص از آن آغاز شد. با اجرای لایه‌های افقی و عمودی از ماسه رنگی در مجاورت دیواره نمای جعبه آزمایش در خلال ساخت بدنه مدلها، تلاش شد تا امکان شناسایی بهتر مکانیسم‌های گسیختگی فراهم شود.

به منظور دستیابی به یک شبیه‌سازی مناسب از دیوارهای خاک مسلح، کوشش شد تا پروسه ساخت مدل‌ها مطابق با روال ساخت دیوارهای پله‌ای در مقیاس واقعی و با در نظر گرفتن تمامی جزئیات باشد. از این رو، پس از آماده سازی بستر خاکی به روش کوبش مرطوب با کنترل حجم، اجرای پله اول دیوارها با جایگذاری فونداسیون تنظیم و سپس قرار دادن اولین ردیف پانلهای صلیبی روی آن، اتصال اولین ردیف المانهای تسلیح به پانلها و اجرای یک لایه خاک به ضخامت ۰/۳۷۵ متر آغاز شد. برای اجرای این لایه، حجم مشخصی از خاک با رطوبت ۶٪ که پس از پروسه فشرده‌سازی در لایه‌ای به ضخامت ۳/۷۵ سانتیمتر به دانسیته نسبی ۸۵٪ می‌رسید، داخل جعبه آزمایش ریخته و سپس با استفاده از کوبه تا

جدول ۱: پارامترهای فیزیکی و مکانیکی المان‌های تسلیح

روابط	تسمه فلزی		ژئوگرید		پارامتر
	پرتوتایپ	مدل	پرتوتایپ	مدل	
---	فولاد	فسفر برنز	الیاف پلی‌استر	پلی‌پروپیلن	ماده سازنده
---	۴	۰/۴	وی‌سی	۲	ضخامت [mm]
---	۵۰,---	۵,---	۱۱, ۲/۵	۰/۹, ۰/۶	عرض نوارهای طولی و عرضی [mm]
---	---	---	۲۵×۳۵	۷/۵×۷/۵	ابعاد عرضی و طولی چشمه‌ها [mm]
۱	۰/۳۷	۰/۴۶	۶/۰۸	۶/۲۸	کرنش طولی در بار نهایی، ϵ_u [%]
۱/N ^۲	۳۶۲۱۶	۳۵۶/۸	۲۰۱۸/۱	۱۹/۵۶	سختی کششی در بار نهایی، J [kN/m]
۱/N	۹/۵۸	۰/۹۳	۱۵۵/۸۵	۱۴/۷۵	مقاومت بیرون کشیدگی در فشار قائم ۷ و ۷۰ کیلوپاسکال، Pr [kN/m/m]
	۱۱/۹۳	۱/۲۰	۲۱۹/۶	۲۱/۳۷	مقاومت بیرون کشیدگی در فشار قائم ۱۴ و ۱۴۰ کیلوپاسکال، Pr [kN/m/m]
۱/N	۴/۷۵	۰/۵۷	۱۴/۲	۲/۹۰	جابجایی بیرون کشیدگی در فشار قائم ۷ و ۷۰ کیلوپاسکال، d _{pullout} [mm]
	۳/۵۵	۰/۴۳	۱۴/۵	۲/۶۷	جابجایی بیرون کشیدگی در فشار قائم ۱۴ و ۱۴۰ کیلوپاسکال، d _{pullout} [mm]

تلاش شد تا نیروی بسیج شده در این المان‌ها حین بارگذاری لرزه-ای اندازه‌گیری شوند. نحوه نصب این کرنش‌سنج‌ها در شکل (۳) نشان داده شده است.

روش پردازش تصاویر (PIV) یک روش اندازه‌گیری غیرتهاجمی است که در این تحقیق برای تعیین باندهای برشی در مدل‌ها مورد استفاده قرار گرفت. این روش که کرنش برشی توده خاک را با دنبال کردن حرکت ذرات خاک در تصاویر متوالی اندازه‌گیری می‌کند، برای اولین بار توسط وایت^۱ و تیک^۱ جهت

۲-۲- ابزارگذاری و پردازش تصاویر

همانطور که در شکل (۱) نشان داده شده است، از شش جابجایی سنج در ارتفاعات مختلف برای اندازه‌گیری حرکات افقی هر لایه استفاده شد. با نصب یکسری شتاب‌سنج در بدنه مدل‌ها در حین ساخت کوشش شد تا پاسخ شتاب ناحیه مسلح شده در ارتفاعات مختلف در هنگام بارگذاری لرزه‌ای اندازه‌گیری شود. شتاب ورودی نیز با استفاده از شتاب‌سنج نصب شده بر روی عرشه میز لرزه‌اندازه‌گیری شد. از سوی دیگر، با نصب چهار کرنش‌سنج با قابلیت اندازه‌گیری کرنش‌ها در محدوده $10^{-3} \times 1/5$ تا ۰/۱۵ درصد به سطح چهار المان تسلیح واقع در چهار ردیف منتخب

^۱ White

شناسایی سطح شکست بحرانی در توده خاک استفاده شد [۱۴]. آنها برای این منظور نرم‌افزار GeoPIV را معرفی نمودند که بعدها در مطالعات متعددی از آن استفاده شد. جهت تجزیه و تحلیل تصاویر توسط این نرم‌افزار از پیچ‌های ۳۲ پیکسلی استفاده شد که در فواصل ۸ پیکسلی همپوشانی داشتند. این همپوشانی برابر با ۲D۵۰ انتخاب شد تا در صورت ایجاد جابجایی‌های، بزرگ امکان شناسایی باندهای برشی برشی با جزئیات کافی فراهم باشد [۱۴]. لازم به ذکر است که وجود لایه‌های ماسه‌رنگی در بدنه مدل، علاوه بر ایجاد بافتی متفاوت برای تسهیل پردازش تصاویر، می‌توانست برای اعتبارسنجی نتایج نیز استفاده شود.

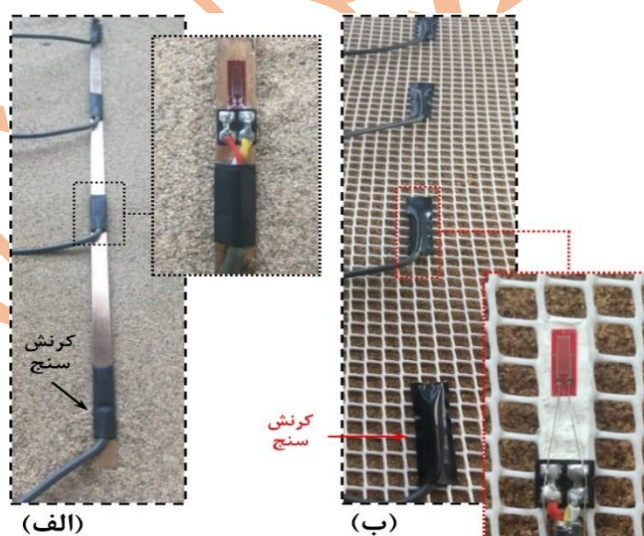
۳- الگوی گوه گسیختگی

به منظور شناسایی هندسه گوه گسیختگی در مدل‌ها جهت استفاده در تحلیل‌های شبه استاتیکی، باندهای برشی شکل گرفته در بدنه مدل‌ها با استفاده از دو روش ردیابی شدند. در روش اول، بهم خوردگی لایه‌های ماسه رنگی و در روش دوم از تکنیک پردازش تصاویر استفاده شد.

توزیع کرنش برشی تجمعی (ϵ_s) به دست آمده توسط تکنیک پردازش تصاویر و سطح لغزشی که بر اساس بهم خوردگی لایه‌های ماسه رنگی در آخرین گام بارگذاری ردیابی شده است برای تمامی مدل‌ها در اشکال (۴) تا (۷) ارائه شده است. مشاهدات نشان داد که برخلاف آنچه توسط FHWA بینی شده است، در دیوارهای پله‌ای، سطوح شکست فقط در پله‌ب‌الایی تشکیل شده و هیچ نشانه‌ای از توسعه آنها در پله پایین مشاهده نمی‌شود. این در حالی بود که در دیوارهای یکپارچه، سطح لغزش کل ارتفاع دیوار را در بر می‌گرفت. این مکانیسم گسیختگی شامل یک گسیختگی خارجی خطی در نیمه فوقانی و یک گسیختگی داخلی در نیمه تحتانی دیوار بود. همانطور که در شکل (۴) مشاهده می‌شود، شیب گسیختگی خطی در مدل‌های مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرید تقریباً یکسان بود، در حالی که جهت انحنای شکست داخلی از حالت محدب در مدل‌های تقویت شده با تسمه فلزی به حالت مقعر در مدل‌های تقویت شده با ژئوگرید تغییر کرد.

همانطور که در شکل (۵) برای مدل‌های پله‌ای با عرض کم مشاهده می‌شود، یک سطح شکست داخلی در ناحیه مسلح شده پله فوقانی شکل می‌گیرد که از انتهای بالاترین ردیف المان تسلیح آغاز و با عبور از میان ردیف‌های المانهای تسلیح، به سمت یک سوم تحتانی ارتفاع رویه توسعه می‌یابد. این سطح شکست در مدل‌های مسلح شده با تسمه فلزی مقعرتر از مدل‌های تقویت شده با ژئوگرید بود و دلیل آن انعطاف پذیری بیشتر ژئوگرید می‌باشد. یک سطح گسیختگی خارجی نیز در مدل‌های تقویت شده با ژئوگرید با کمی تأخیر پس از تشکیل صفحه گسیختگی داخلی تشکیل شد. این گسیختگی خارجی که از سطح خاکریز آغاز و به سمت پنجه پله

شناسایی سطح شکست بحرانی در توده خاک استفاده شد [۱۴]. آنها برای این منظور نرم‌افزار GeoPIV را معرفی نمودند که بعدها در مطالعات متعددی از آن استفاده شد. جهت تجزیه و تحلیل تصاویر توسط این نرم‌افزار از پیچ‌های ۳۲ پیکسلی استفاده شد که در فواصل ۸ پیکسلی همپوشانی داشتند. این همپوشانی برابر با ۲D۵۰ انتخاب شد تا در صورت ایجاد جابجایی‌های، بزرگ امکان شناسایی باندهای برشی برشی با جزئیات کافی فراهم باشد [۱۴]. لازم به ذکر است که وجود لایه‌های ماسه‌رنگی در بدنه مدل، علاوه بر ایجاد بافتی متفاوت برای تسهیل پردازش تصاویر، می‌توانست برای اعتبارسنجی نتایج نیز استفاده شود.



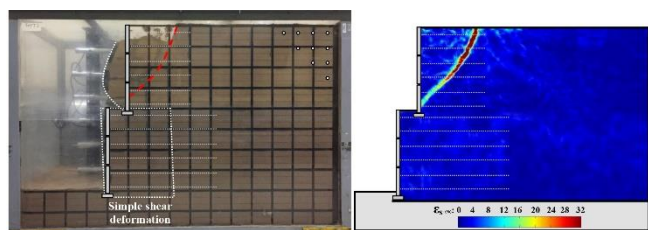
شکل ۴: اتصال کرنش سنج به: (الف) تسمه فلزی؛ (ب) ژئوگرید

۳-۲- بارگذاری دینامیکی

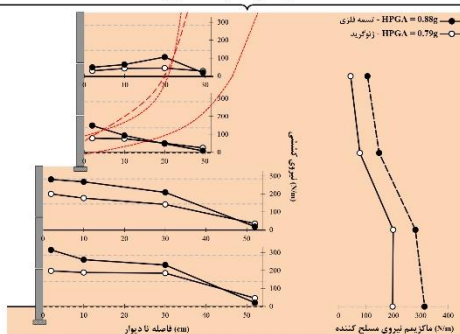
به منظور بارگذاری مدل‌ها، از یکسری بار هارمونیک دوکی شکل با مدت دوام ۱۳ ثانیه استفاده شد. این بارها در گام‌های متوالی به مدل‌ها اعمال می‌شد بطوریکه در هر گام، شتاب بیشینه به میزان ۰.۱g تا زمان وقوع گسیختگی در مدل‌ها افزایش می‌یافت. به منظور جلوگیری از وقوع تشدید در مدل‌ها، فرکانس ۵ هرتز برای تحریک‌های ورودی انتخاب شد تا به اندازه کافی از فرکانس‌های طبیعی اندازه‌گیری شده برای هر مدل که توسط آزمایش‌های ارتعاش آزاد تعیین شده بود (۹/۸ تا ۲۶/۲ هرتز)، فاصله داشته باشد. با توجه به قوانین تشابه مربوط به فرکانس (

^۱ Take

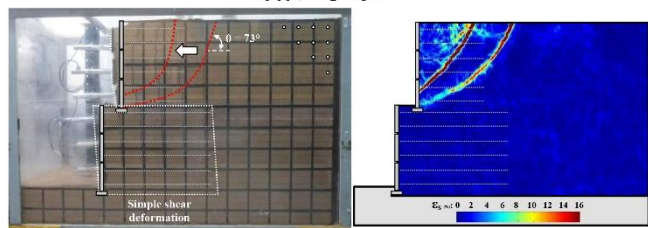
فوقانی توسعه یافت، متشکل از یک صفحه مقعر و یک سطح مسطح شیب‌دار بود.



مدل مسلح شده با تسمه فلزی

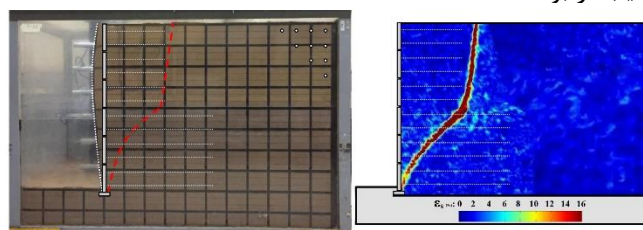


مدل مسلح شده با ژئوگرید

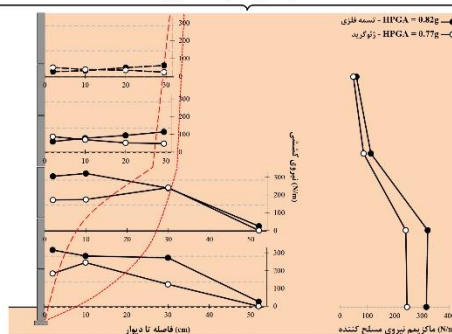


شکل ۵: مکانیزم گسیختگی و توزیع نیرو در المانهای تسلیح دیوارهای پله‌ای با عرض پله $H/9$

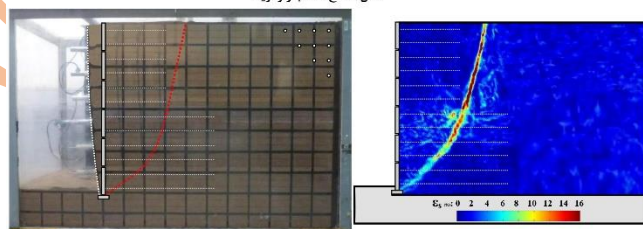
علاوه بر آن مشاهده شد که اگرچه هیچ صفحه لغزشی در پله پایینی ایجاد نشد، اما این قسمت از دیوار دچار تغییر شکل برشی ساده در امتداد صفحات افقی شد. این نوع تغییر شکل که ناشی از ضعف المانهای تسلیح افقی در مقاومت در برابر تغییر شکل برشی است، توسط کوسکی^۱ و همکاران^۲ و صابرمهانی^۲ و همکاران نیز برای دیوارهای خاک مسلح ژئوسنتتیک گزارش شده است [۱۵] و [۱۶]. به دلیل افزایش انعطاف پذیری ژئوسنتتیک‌ها، این تغییر شکل برشی ساده در مدل‌های مسلح شده توسط ژئوگرید در طیف گسترده‌ای مشهودتر بود. اطلاعات و تفاسیر مبسوط‌تر در خصوص مکانیزم‌های گسیختگی مدل‌ها در گزارش ارائه شده توسط رسولی و همکاران ارائه شده است [۱۱].



مدل مسلح شده با تسمه فلزی



مدل مسلح شده با ژئوگرید



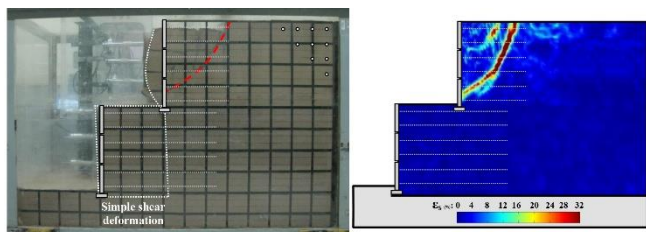
شکل ۴: مکانیزم گسیختگی و توزیع نیرو در المانهای تسلیح دیوارهای یکپارچه

گسیختگی داخلی تنها حالت گسیختگی در مدل‌های مسلح شده با تسمه‌های فلزی بود که با افزایش عرض پله تغییری در آن حاصل نشد. با افزایش عرض پله، هندسه این گسیختگی برای هر دو نوع المان تسلیح بدون تغییر باقی ماند در حالیکه سطح گسیختگی خارجی در مدل‌های تقویت‌شده با ژئوگرید بیشتر به سمت خاکریز گسترش یافت و منجر به یک نشست موضعی در سطح خاکریز شد (شکل‌های ۶ و ۷). گسترش بیشتر صفحه گسیختگی خارجی منجر به کاهش زاویه بخش مسطح آن از ۷۳ درجه به ۴۶ درجه در مدل‌هایی با عرض پله بیشتر از $H/9$ شد.

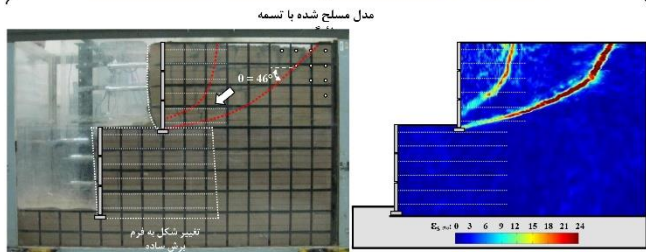
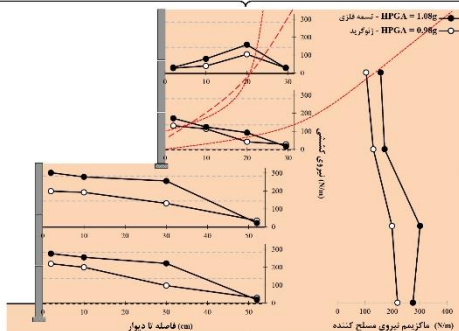
^۱ Koseki

^۲ Sabermahani

اتصال مسلح کننده‌ها با رویه بسیج شد. این بدان معنی است که در دیوارهای خاک مسلح که امکان شکل‌گیری باندهای برشی وجود ندارد و دیوار فقط یک تغییر شکل برشی ساده را تجربه می‌کند، محل اتصال المانهای تسلیح به رویه به عنوان نقطه بحرانی باید مورد توجه ویژه قرار گیرد. همچنین توسعه سطح شکست به بیرون از توده مسلح شده در نیمه فوقانی دیوار یکپارچه مسلح شده با ژئوگرید باعث چرخش این قسمت به خارج و در نتیجه تشکیل حداکثر نیرو در سر ژئوگریدها شده. علاوه بر آن مشاهده شد که در T_{max} تمامی مدل‌ها با کاهش ارتفاع ردیف‌های مسلح‌کننده افزایش یافت. این امر بر اهمیت مسلح‌کننده‌های تحتانی به عنوان المانهای تسلیح بحرانی تحت بارگذاری لرزه‌ای تأکید می‌کند.

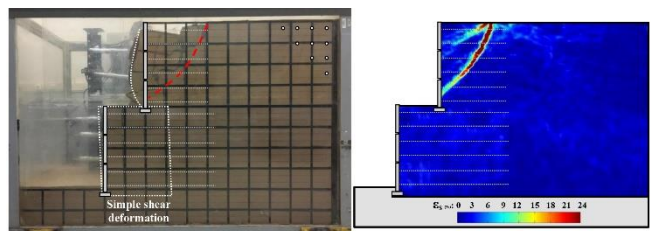


مدل مسلح شده با تسلیح فلزی

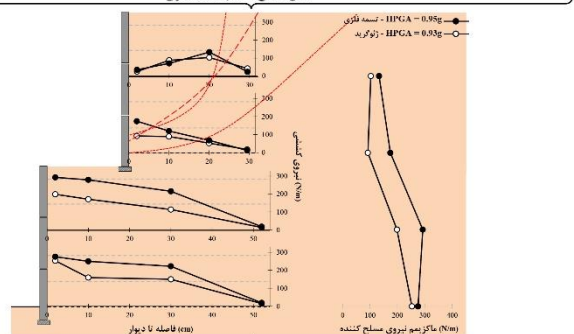


شکل ۷: مکانیزم گسیختگی و توزیع نیرو در المانهای تسلیح دیوارهای پله‌ای با عرض پله $2H/9$

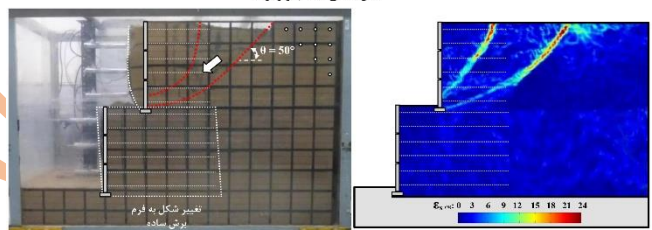
کاهش نیروی المان تسلیح با استفاده از ژئوگرید یکی دیگر از نکات قابل توجه است که در اشکال (۴) تا (۷) مشاهده می‌شود. این کاهش که عمدتاً در نیمه پایینی دیوارها رخ داد می‌تواند به



مدل مسلح شده با تسلیح فلزی



مدل مسلح شده با ژئوگرید

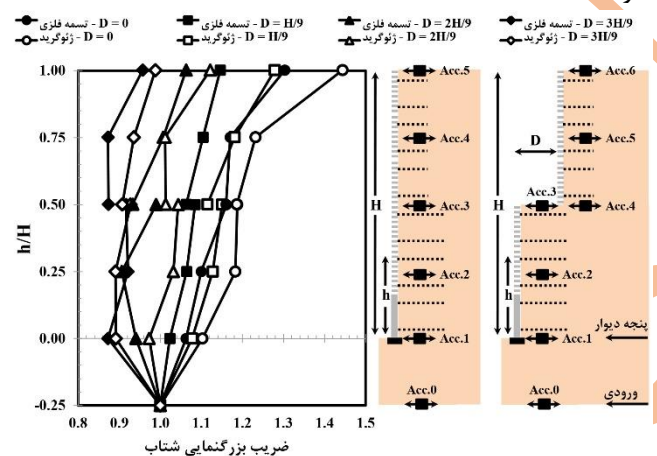


شکل ۶: مکانیزم گسیختگی و توزیع نیرو در المانهای تسلیح دیوارهای پله‌ای با عرض پله $2H/9$

۴- توزیع نیروی در المانهای تسلیح

به منظور تعیین نیروی بسیج شده در المانهای تسلیح در لحظه تشکیل گوه گسیختگی، از توزیع نیرو در امتداد المانهای تسلیح در آخرین مرحله بارگذاری استفاده شد. توزیع نیروی کششی در امتداد المانهای تسلیح و توزیع حداکثر نیروی المانهای تسلیح (T_{max}) در امتداد ارتفاع دیوار در مرحله شکست برای تمام مدل‌ها در اشکال (۴) تا (۷) ارائه شده است. همانطور که در تمامی مدل‌ها مشاهده می‌شود، توزیع نیروی محوری در امتداد المانهای تسلیح به فرم توزیع مثلثی با یک نقطه بیشینه می‌باشد که این نقطه در محل تقاطع المان تسلیح با سطح گسیختگی واقع شده است. این موضوع پیش از این نیز توسط محمد و همکاران گزارش شده بود [۱۷]. این در حالیست که در پله تحتانی مدل‌های پله‌ای که تحت تغییر شکل برشی ساده قرار گرفتند و سطح شکست واضحی در این ناحیه ایجاد نشد، حداکثر نیروی کششی در محل

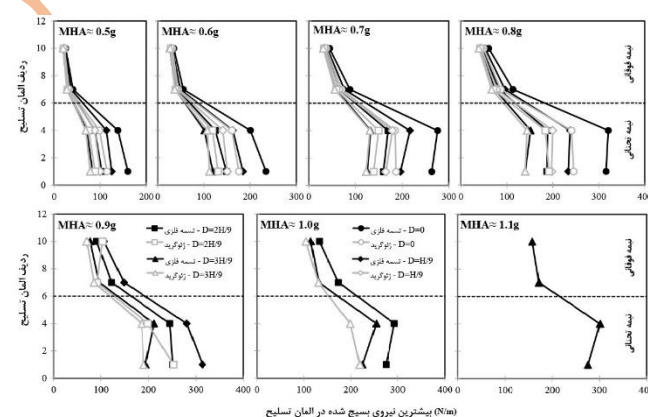
عنوان یک مزیت جهت جلوگیری از تمرکز نیرو در المان‌های تسلیح تحتانی در نظر گرفته شود. برای مقایسه مدل‌ها در سطوح مختلف شتاب، توزیع T_{max} در امتداد ارتفاع دیوار برای مقادیر مختلف حداکثر شتاب افقی ورودی (MHA) در شکل (۸) ارائه شده است. مقایسه مدل‌ها با یکدیگر نشان می‌دهد که استفاده از پیکربندی پله‌ای تأثیر بسزایی در کاهش نیروی ایجادشده در المان‌های تسلیح داشته است. این تأثیر در نیمه تحتانی مدل‌ها و در مدل‌های مسلح شده با تسمه‌های فولادی مشهودتر بود که با افزایش عرض پله و همچنین شتاب ورودی بارزتر نیز شد. توزیع T_{max} در امتداد ارتفاع دیوار همچنین نشان می‌دهد که تأثیر یک پیکربندی پله‌ای بر کاهش نیروی مسلح‌کننده‌ها در پله تحتانی حدود ۲/۲ برابر پله فوقانی است. همچنین مشاهده شد که افزایش عرض پله تا $H/3$ باعث کاهش ۳۰-۴۳ درصدی و ۴۸-۵۵ درصد نیروی المان‌های تسلیح به ترتیب در مدل‌های مسلح شده با ژئوگرید و تسمه فولادی شده است. این تفاوت نشان می‌دهد که استفاده از مسلح‌کننده‌های انعطاف‌پذیر اثر پیکربندی پله‌ای را بر کاهش نیروی مسلح‌کننده کاهش می‌دهد.



شکل ۹: توزیع ضریب بزرگنمایی شتاب در امتداد ارتفاع دیوار در مدل‌های مختلف

همانطور که در شکل (۹) مشاهده می‌شود، بیشترین میزان افزایش شتاب در امتداد دیوار مربوط به دیوارهای یکپارچه بود که این میزان با استفاده از ساختار پله‌ای به میزان قابل توجهی کاهش یافت. همچنین مشاهده شد که استفاده از المان‌های تسلیح غیر قابل انعطاف بطور قابل توجهی بزرگنمایی شتاب را کاهش داد. این کاهش که می‌تواند به کاهش شکل‌پذیری دیوار به دلیل افزایش سختی المان‌های تسلیح نسبت داده شود، در دیوارهای یکپارچه برجسته‌تر بود و به تدریج با افزایش عرض پله در دیوارهای پله‌ای

عنوان یک مزیت جهت جلوگیری از تمرکز نیرو در المان‌های تسلیح تحتانی در نظر گرفته شود. برای مقایسه مدل‌ها در سطوح مختلف شتاب، توزیع T_{max} در امتداد ارتفاع دیوار برای مقادیر مختلف حداکثر شتاب افقی ورودی (MHA) در شکل (۸) ارائه شده است. مقایسه مدل‌ها با یکدیگر نشان می‌دهد که استفاده از پیکربندی پله‌ای تأثیر بسزایی در کاهش نیروی ایجادشده در المان‌های تسلیح داشته است. این تأثیر در نیمه تحتانی مدل‌ها و در مدل‌های مسلح شده با تسمه‌های فولادی مشهودتر بود که با افزایش عرض پله و همچنین شتاب ورودی بارزتر نیز شد. توزیع T_{max} در امتداد ارتفاع دیوار همچنین نشان می‌دهد که تأثیر یک پیکربندی پله‌ای بر کاهش نیروی مسلح‌کننده‌ها در پله تحتانی حدود ۲/۲ برابر پله فوقانی است. همچنین مشاهده شد که افزایش عرض پله تا $H/3$ باعث کاهش ۳۰-۴۳ درصدی و ۴۸-۵۵ درصد نیروی المان‌های تسلیح به ترتیب در مدل‌های مسلح شده با ژئوگرید و تسمه فولادی شده است. این تفاوت نشان می‌دهد که استفاده از مسلح‌کننده‌های انعطاف‌پذیر اثر پیکربندی پله‌ای را بر کاهش نیروی مسلح‌کننده کاهش می‌دهد.



شکل ۸: توزیع بیشترین نیروی المان تسلیح در امتداد ارتفاع دیوار به ازاء شتاب‌های ورودی مختلف

۵- بزرگنمایی شتاب

با توجه به امکان وقوع تغییر شتاب در امتداد ارتفاع دیوارهای خاک مسلح، هنگام محاسبه ضرایب شبه استاتیکی می‌بایستی تأثیر مکان حداکثر شتاب افقی ورودی در نظر گرفته شود. این موضوع در دستورالعمل‌های CEN و MOF برای دیوارهای حائل وزنی در نظر گرفته شده است [۱۸ و ۱۹]. در این دستورالعمل، پایه دیوار و

^۱ Xu

۳- خاک مورد استفاده بدون چسبندگی است و زاویه اصطکاک نهایی به عنوان زاویه اصطکاک داخلی خاک استفاده می شود.

برخلاف تمام مطالعات قبلی که در آنها از یک سطح لگاریتم مارپیچی جهت تعیین سطوح گسیختگی استفاده شده است، در مطالعه حاضر، از صفحات شکست مشاهده شده در آزمایش میز لرزه در روش قطعات افقی استفاده شد. برای این منظور، معادله سطوح شکست برای هر مدل به طور جداگانه و بر اساس هندسه سطوح شکست استفاده شد (شکل (۱۰)).

جدول ۲: معادلات و مجهولات حاکم بر فرمولاسیون (۴n-۱)

تعداد مجهولات	تعداد معادلات	تعداد مجهولات
n	$\sum F_y = 0$ (برای هر قطعه)	n
n	$S_i = \frac{1}{FS} (N_i \tan \phi)$ (برای هر قطعه)	n
n-1	$H_i = \zeta f_i(y) V_i$ (برای هر قطعه)	n-1
n	$\sum F_x = 0$ (برای هر قطعه)	n
مجموع	مجموع	۴n-۱

۲-۶- توسعه رابطه k_h بر اساس فرمول (۴n-۱)

به منظور تعیین ضریب شبه استاتیکی معادل در هر قطعه از یک دیوار خاک مسلح، تلاش شد تا یک رابطه بین k_h و سایر مجهولات بر اساس فرمولاسیون (۴n-۱) ایجاد شود. برای توسعه این رابطه، ابتدا با ارضای معادله تعادل عمودی (معادله (۲)) و معیار گسیختگی موهر-کلمب (معادله (۳))، به استخراج N_i و S_i برای هر قطعه پرداخته شد، همانطور که در معادلات (۴) و (۵) نشان داده شده است.

$$\sum_{i=1}^n F_y = 0 \Rightarrow V_i - V_{(i+1)} - W_i + S_i \sin \theta_i + N_i \cos \theta_i = 0 \quad (2)$$

$$\tau_r = \frac{\tau_f}{FS} \Rightarrow S_i = \frac{1}{FS} (N_i \tan \phi) \quad (3)$$

$$N_i = \frac{V_{i+1} - V_i + W_i}{\frac{\tan \phi}{FS} \sin \theta_i + \cos \theta_i} \quad (4)$$

محو شد. افت شتاب در پنجه دیوارهای پله‌ای با عرض پله بزرگ پدیده معکوسی بود که در شکل (۹) مشاهده شد. این پدیده که پیش از این نیز توسط لی و همکاران برای دیوارهای حائل صلب گزارش شده بود، نشان دهنده افزایش صلبیت دیوارهای خاک مسلح با استفاده از پیکربندی پله‌ای است [۷].

۶- آنالیز شبه استاتیکی

۶-۱- مفاهیم و مفروضات

روش قطعات افقی (HSM) یک روش تعادل حدی است که اولین بار توسط شاهقلی و همکاران برای تحلیل دیوارهای خاک مسلح استفاده شد [۲۳]. در این روش گوه گسیختگی به تعدادی قطعات افقی با رفتار پلاستیک کامل تقسیم و تعادل هر تکه بطور مجزا ارضاء می‌شود. هنگام استفاده از این روش در یک توده مسلح شده، برش‌ها به گونه‌ای انتخاب می‌شوند که المانها را قطع نکنند. این بدان معنی است که المانها هیچ تاثیر مستقیمی بر نیروهای بین قطعات نخواهند داشت. علاوه بر آنالیز استاتیکی، روش قطعات افقی را می‌توان با اعمال نیروی اینرسی به مرکز ثقل هر قطعه برای تحلیل لرزه‌ای نیز استفاده نمود. بر اساس نیروهای وارد بر هر قطعه و همچنین معادلات حاکم و مجهولات موجود، انواع مختلفی از فرمولاسیون برای این روش پیشنهاد شده است. فرمولاسیون‌های (۲n+۱)، (۳n)، (۵n-۱)، (۴n-۱) و (۴n) رایج‌ترین فرمول‌های مورد استفاده در سازه‌های خاک مسلح می‌باشند که در آن n تعداد قطعات می‌باشد [۲۴ و ۲۵]. از میان این فرمولها، تنها فرمولاسیون (۴n-۱) قادر است یک k_h مستقل برای هر قطعه تعریف نماید. این امکان تعیین توزیع ضریب شبه استاتیک افقی در امتداد ارتفاع دیوار را فراهم می‌سازد. لیست معادلات و مجهولات فرمولاسیون (۴n-۱) و نیروهای در نظر گرفته شده در آن بطور شماتیک برای قطعه افقی نام هر مدل به ترتیب در جدول (۲) و شکل (۱۰) ارائه شده است.

فرضیات اصلی در حل معادلات حاکم بر هر قطعه عبارتند از:

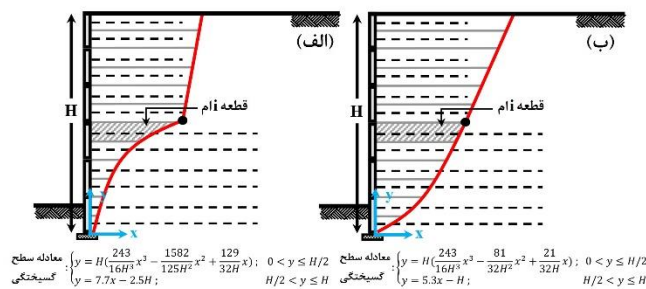
۱- نیروی میان برش عمودی (V_i) برابر با سربار لایه های خاک است.

۲- ضریب ایمنی (FS) برای همه قطعات برابر است.

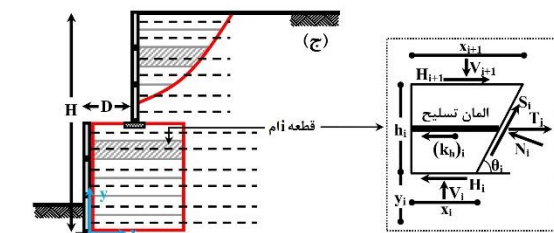
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow \quad (9)$$

$$\Rightarrow T_m + S_n \cos \theta_n - N_n \sin \theta_n - (k_h)_n W_n + H_{i+1} = \varepsilon$$

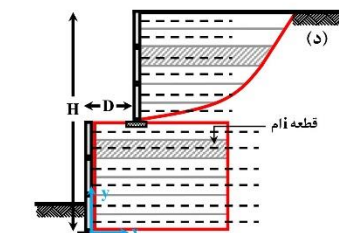
با تعیین k_h به عنوان یک مقدار معلوم، معادلات باقی مانده (۴n-۱) را می‌توان حل نمود. بنابراین، ε را می‌توان با استفاده از معادله معادله (۹) برای بررسی مقدار فرضی k_h محاسبه نمود. اگر ε در معادله (۹) به طور کافی نزدیک به صفر باشد، مقدار فرض شده برای k_h قابل قبول خواهد بود، در غیر این صورت، این روش باید تا زمانی ادامه یابد که ε به صفر نزدیک شود.



$$\text{معادله سطح گسیختگی: } \begin{cases} y = H \left(\frac{243}{16H^3} x^2 - \frac{1582}{125H^2} x + \frac{129}{32H} \right); & 0 < y \leq H/2 \\ y = 7.7x - 2.5H; & H/2 < y \leq H \end{cases}$$



$$\text{معادله سطح گسیختگی: } \begin{cases} \text{Upper Tier: } y = H \left(\frac{1701}{32H^3} (x-D)^2 - \frac{243}{16H^2} (x-D) + \frac{51}{32H} (x-D) + \frac{9}{16} \right); & H/2 < y \leq H \\ \text{Lower Tier: } y = \frac{H}{3}; & 0 < x < \frac{H}{3} \end{cases}$$



$$\text{معادله سطح گسیختگی: } \begin{cases} D = \frac{H}{9} \rightarrow y = H \left(\frac{243}{64H^3} x^3 - \frac{81}{32H^2} x^2 + \frac{51}{64H} x + \frac{7}{16} \right); & H/2 < y \leq 3H/4 \\ & y > 3H/4 \\ D = \frac{2H}{9} \rightarrow y = H \left(\frac{243}{64H^3} x^3 - \frac{243}{64H^2} x^2 + \frac{3}{2H} x + \frac{5}{16} \right); & H/2 < y \leq 3H/4 \\ & y > 3H/4 \\ D = \frac{3H}{9} \rightarrow y = H \left(\frac{729}{160H^3} x^3 - \frac{243}{32H^2} x^2 + \frac{171}{40H} x - \frac{1}{4} \right); & H/2 < y \leq 3H/4 \\ & y > 3H/4 \\ \text{Lower Tier: } y = \frac{5H}{9}; & 0 < x < \frac{5H}{9}; \end{cases}$$

شکل ۱۰: شبیه سازی مدل‌های فیزیکی توسط روش قطعات افقی: (الف) دیوار یکپارچه مسلح شده با تسمه فلزی؛ (ب) دیوار یکپارچه مسلح شده با ژئوگرید؛ (ج) دیوار پله‌ای مسلح شده با تسمه فلزی؛ (د) دیوار پله‌ای مسلح شده با ژئوگرید

۲-۶- تعیین k_h بر اساس نتایج آزمایش میز لرزه و HSM

$$S_i = \frac{\frac{V_{i+1} - V_i + W_i}{\tan \varphi} \sin \theta_i + \cos \theta_i}{FS} \quad (5)$$

پس از ارضای معادله تعادل افقی برای هر قطعه (معادله (۶)) و جایگذاری مقادیر N_i و S_i در آن و استفاده از رابطه پیشنهاد شده توسط مورگنسترن و پرایس^۱ برای نیروی افقی بین قطعات (معادله (۷))، ضریب شبه استاتیکی افقی برای هر قطعه را می‌توان به عنوان تابعی از ضریب اطمینان و نیروی امان‌های تسلیم به فرم معادله (۸) بدست آورد [۲۶]. استفاده از معادله (۸) تعیین توزیع ضریب شبه استاتیکی افقی در امتداد ارتفاع دیوار را برای سازه‌های خاک مسلح با خواص هندسی و مکانیکی خاص بر اساس نیروهای بسیج شده در امان‌های تسلیم، مقدار ضریب اطمینان و هندسه سطح گسیختگی امکان پذیر می‌سازد.

$$\sum_{i=1}^n F_x = 0 \Rightarrow \quad (6)$$

$$\Rightarrow T_j + S_j \cos \theta_j - N_j \sin \theta_j - (k_h)_j W_j + H_{i+1} - H_i = 0$$

$$H_i = \zeta f_i(y) V_i \quad (7)$$

$$(k_h)_i = \frac{\frac{V_{i+1} - V_i + W_i}{\tan \varphi} \sin \theta_i + \cos \theta_i}{W_i} T_j + \frac{FS}{W_i} \cos \theta_i \quad (8)$$

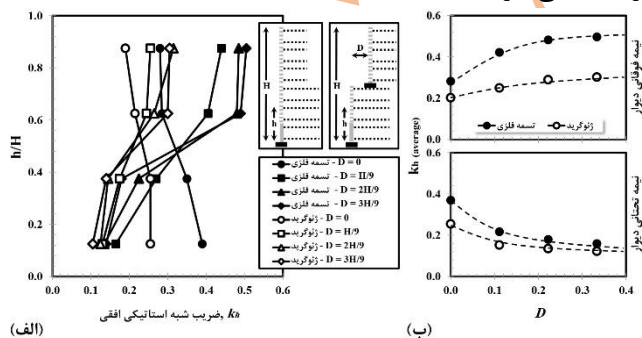
$$\frac{\frac{V_{i+1} - V_i + W_i}{\tan \varphi} \sin \theta_i + H_{i+1} - H_i}{FS \sin \theta_i + \cos \theta_i} W_i$$

در معادله مورگنسترن و پرایس برای تعیین نیروی افقی بین قطعات، k_h یک ضریب ثابت برای همه قطعات و $f_i(y)$ تابعی از عمق است. لو و ژو^۲ توصیه نمودند که مقدار $f_i(y)$ واحد در نظر گرفته شود و مقدار k_h با استفاده از سعی و خطا تعیین گردد [۲۷]. با تخصیص یک مقدار بین صفر و یک، یک معادله اضافی دیگر بر اساس تعادل نیروهای افقی برای قطعه m به شرح زیر حاصل می‌شود:

^۱ Morgenstern and Price

^۲ Lo and Xu

شود، $(k_h)_{ave}$ به صورت غیرخطی با افزایش عرض پله در نیمه تحتانی دیوار کاهش می‌یابد و با ادامه افزایش عرض پله، این روند کاهشی که در مدل‌های مسلح شده با تسمه فلزی پررنگتر بود، به تدریج کاهش یافته و به سمت یک مقدار ثابت میل می‌کند. این مقدار ثابت که در $D > 0.4H$ حاصل شد، حدود 0.13 برای دیوارهای مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرید تخمین زده شد. این بدان معنی است که ساخت دیوارهای خاک مسلح پله‌ای با عرض پله بیشتر از $0.4H$ باعث کاهش بیشتر ضریب شبه استاتیک نمی‌شود. تغییرات $(k_h)_{ave}$ در مقابل عرض پله در نیمه فوقانی کاملاً برعکس نیمه تحتانی است بطوریکه $(k_h)_{ave}$ بصورت غیرخطی با افزایش عرض پله افزایش یافته و به سمت یک مقدار ثابت میل می‌کند. همانند نیمه تحتانی، این مقدار ثابت که در $D > 0.4H$ حاصل شد و مقدار آن در دیوارهای مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرید به ترتیب برابر با 0.5 و 0.73 برآورد شد. کاهش ضریب شبه استاتیکی مورد نیاز در اثر استفاده از ژئوگرید به جای تسمه‌های فلزی نکته مهم دیگری بود که در شکل (۱۱) مشاهده شد. این کاهش در نیمه فوقانی دیوار برجسته‌تر بود و با افزایش فاصله عرض پله (بر خلاف نیمه تحتانی) پررنگتر نیز می‌شد. این امر لزوم در نظر گرفتن نوع المان تسلیح را هنگام انتخاب ضرایب شبه استاتیکی برجسته می‌سازد.



شکل ۱۱: الف) توزیع ضریب شبه استاتیکی در امتداد دیوار؛ ب) روند تغییرات ضریب شبه استاتیکی میانگین در مقابل عرض پله

شکل (۱۲) اثر مکان انتخاب شتاب ورودی را جهت تعیین ضریب شبه استاتیک افقی نشان می‌دهد. در این شکل، مقدار $(k_h)_{ave}$ در مقابل شتاب ورودی در محل پنجه دیوار و میانگین شتاب در بدنه دیوار به طور جداگانه برای دیوارهای یکپارچه و پله‌ای ارائه شده است. میانگین شتاب در بدنه دیوار

همانطور که در معادله (۹) مشاهده می‌شود، ضریب شبه استاتیک افقی مربوط به هر لایه از دیوار خاک مسلح را می‌توان پس از بدست آوردن هندسه گوه گسیختگی و نیروی المان تسلیح در آن لایه تخمین زد. از این رو، با تعریف هندسه گوه‌های گسیختگی مشاهده شده از آزمایش‌های میز لرزه در معادله (۹) و همچنین جایگزینی مقادیر T_{max} بدست آمده از آزمایش‌های میز لرزه در مرحله شکست (پس از تبدیل آن به مقیاس نمونه واقعی $(F_{Prototype} = N^3 \cdot F_{Model})$)، توزیع k_h در امتداد ارتفاع دیوار برای هر مدل دیوار تعیین شد. از آنجایی که از نتایج مرحله گسیختگی برای آنالیز تحلیلی مورد استفاده قرار گرفت، مقدار ضریب طمینان در معادله (۹) برابر با ۱ در نظر گرفته شد. لازم به ذکر است که ضرایب شبه استاتیکی به دست آمده از این روش، مقادیر کران بالا هستند زیرا برای محاسبه آنها از پارامترهای مربوط به مرحله گسیختگی استفاده شده است.

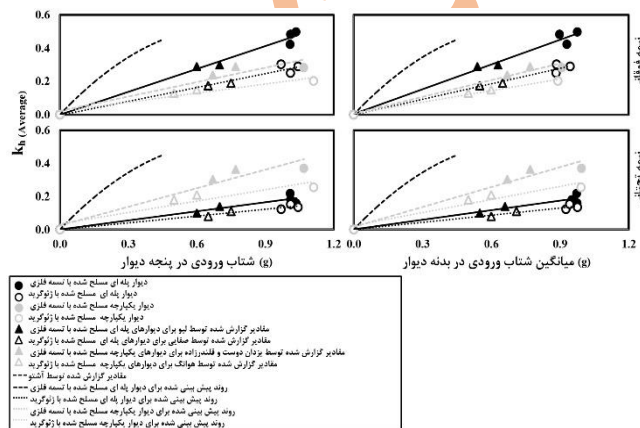
توزیع k_h در امتداد ارتفاع دیوار در شکل (۱۱-الف) نشان می‌دهد که لازم است یک ضریب شبه استاتیکی کمتر برای لایه‌های فوقانی دیوارهای یکپارچه در نظر گرفته شود. دلیل این امر می‌تواند به کاهش نیروی المان‌های تسلیح و افزایش ابعاد گوه گسیختگی در لایه‌های فوقانی مدل‌های دیوار یکپارچه مربوط شود که باعث توزیع غیریکنواخت k_h با یک روند کاهشی در امتداد ارتفاع دیوار شد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که تخصیص یک مقدار ثابت k_h برای طراحی دیوارهای خاک مسلح منجر به غیر واقعی شدن آنالیز می‌شود. همچنین مشاهده شد که استفاده از یک ساختار پله‌ای، روند توزیع k_h در امتداد ارتفاع دیوار را معکوس می‌نماید. این تغییر در روند توزیع k_h ناشی از افزایش ابعاد گوه گسیختگی در نیمه تحتانی دیوار و کاهش آن در نیمه فوقانی بود. بنابراین لازم است یک ضریب شبه استاتیکی بزرگتری برای پله فوقانی در نظر گرفته شود. شکل (۱۱-الف) همچنین نشان می‌دهد که ضرایب شبه استاتیکی با افزایش عرض پله برای نیمه‌های فوقانی و تحتانی به ترتیب افزایش و کاهش یافت. این افزایش و کاهش در هر دو نوع المان تسلیح مشاهده شد، اما در دیوارهای مسلح شده با تسمه‌های فلزی بارزتر بود. تغییرات ضریب شبه استاتیکی میانگین $(k_h)_{ave}$ در مقابل عرض پله برای نیمه فوقانی و تحتانی دیوارها در شکل (۱۱-ب) نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌

(RFS) برای انتخاب ضرایب شبه استاتیکی به شرح زیر تعریف شده است:

$$RFS_{vertical} = \frac{k_v}{MVA / g} \quad (12)$$

$$RFS_{horizontal} = \frac{k_h}{MHA / g}$$

که در آن MVA و MHA به ترتیب حداکثر شتاب عمودی و افقی ورودی می‌باشند. بر اساس نتایج بدست آمده، مقادیر RFS برای مدل‌های دیوار با استفاده از مقادیر پایه و میانگین MHA محاسبه شد. در دیوار پله‌ای با تسمه فلزی، مقادیر RFS در محدوده ۰/۳۷ تا ۰/۵۲ در پله فوقانی و ۰/۱۶ تا ۰/۲۸ در پله تحتانی تخمین زده شد در حالیکه در دیوارهای یکپارچه مقادیر RFS در نیمه فوقانی و تحتانی به ترتیب ۰/۲۸ و ۰/۳۵ برآورد شد. در مورد دیوارهای پله-ای مسلح شده با ژئوگرید، مقادیر RFS برای نیمه فوقانی و تحتانی حدود ۰/۲۴ تا ۰/۳۴ و ۰/۱۳ تا ۰/۲۱ تخمین زده شد در حالی که این مقادیر برای دیوارهای یکپارچه حدود ۰/۲۰ و ۰/۲۵ تعیین شد. مقایسه مقادیر RFS بدست آمده برای مدل‌های دیوار پله‌ای ژئوگریدی با آنچه توسط لشینسکی و همکاران (۲۰۰۹) برای دیوارهای ژئوسل پله‌ای (RFS = ۰,۳) توصیه شده نشان می‌دهد که ۰/۳ یک ضریب کاهش لرزه‌ای قابل قبول برای نیمه بالایی دیوارهای مسلح شده با ژئوسنتتیک‌ها می‌باشد، اما این مقدار برای نیمه تحتانی دیوار تا ۵۰ درصد محافظه کارانه است.



شکل ۱۲: الف) روند تغییرات ضریب شبه استاتیک میانگین در مقابل شتاب ورودی در محل پنجه دیوار و میانگین شتاب در بدنه دیوار

مقدار متوسط پاسخ شتاب در امتداد ارتفاع دیوار است که با استفاده از مقادیر ضریب بزرگنمایی شتاب به دست آمده بدنه مدل (شکل ۹) تعیین شد. همانطور که مشاهده می‌شود، بین $(k_h)_{ave}$ و MHA می‌توان یک رابطه خطی با ضریب همبستگی بالا به صورت زیر تعریف نمود:

$$(k_h)_{ave} = k \frac{MHA}{g} \quad (10)$$

که در آن k ضریب مربوط به نوع پی‌کربندی دیوار، نوع مسلح کننده و محل شتاب مرجع می‌باشد، که در جدول (۳) ارائه شده است. این عامل در آیین نامه‌های مختلف تنها به عنوان تابعی از مکان شتاب مرجع معرفی شده است. اگرچه استفاده از میانگین شتاب در بدنه دیوار ضرایب شبه استاتیکی واقعی تری ایجاد می‌کند اما بدلیل در دسترس نبودن ضرایب بزرگنمایی شتاب برای دیوارهای مختلف، استفاده از شتاب در پای دیوار در عمل رایج تر است. برای غلبه به این مشکل، اثر مکان شتاب ورودی را می‌توان در معادله (۱۰) با در نظر گرفتن ضریب تصحیح به عنوان تابعی از شتاب پایه به شرح زیر منعکس نمود:

$$(k_h)_{ave} = r \frac{(MHA)_{Base}}{g} \quad (11)$$

که در آن r ضریب تصحیح مربوط به نوع ساختار دیوار و نوع مسلح کننده می‌باشد و مقادیر آن در جدول (۳) ارائه شده است. مقایسه بین روابط به دست آمده از مدل‌های دیوار نشان می‌دهد که سختی محوری المان‌های تسلیح نقش مهمی در انتخاب ضریب شبه استاتیکی افقی دارد. کمترین ضریب برای دیوارهای مسلح شده با ژئوگرید به دلیل افزایش انعطاف پذیری المان‌ها ثبت شد. همچنین نتیجه گیری شد که به غیر از شتاب ورودی، اثر نوع المان تسلیح نیز باید هنگام انتخاب ضرایب شبه استاتیکی برای دیوارهای خاک مسلح در نظر گرفته شود. مقایسه بین روابط به دست آمده و آنچه که توسط آیین نامه AASHTO پیشنهاد شده است (شکل ۱۲) نشان می‌دهد که این آیین نامه برای دیوارهای خاک مسلح، به خصوص در شتابهای بیشتر از ۰.۶g، کاملاً محافظه کارانه می‌باشد. از اینرو، در بیشتر دستورالعمل‌های طراحی، یک ضریب کاهش لرزه‌ای

جدول ۳: مقادیر ضرایب اصلاح جهت محاسبه $(k_h)_{ave}$

پیکر بندی دیوار	نوع المان تسلیح	k				r	
		MHA _(base)		MHA _(ave.)		نیمه فوقانی	نیمه تحتانی
		نیمه فوقانی	نیمه تحتانی	نیمه فوقانی	نیمه تحتانی		
یکپارچه	تسمه فلزی	۰/۲۸۹	۰/۳۷۴	۰/۳۳۵	۰/۴۰۲	۰/۳۱۰	۰/۳۸۷
	ژئوگرید	۰/۱۸۲	۰/۲۲۹	۰/۲۳۱	۰/۲۶۳	۰/۲۵۹	۰/۲۷۹
پله‌ای	تسمه فلزی	۰/۴۲۹	۰/۱۸۳	۰/۴۹۶	۰/۱۹۳	۰/۴۵۶	۰/۱۸۳
	ژئوگرید	۰/۲۷۷	۰/۱۳۷	۰/۳۱۰	۰/۱۴۵	۰/۲۷۸	۰/۱۳۷

۷ - نتیجه‌گیری

در پژوهش پیشرو، مجموعه‌ای از تحقیقات آزمایشگاهی و تحلیلی بر روی دیوارهای خاک مسلح یکپارچه و پله‌ای با تسمه فلزی و ژئوگرید جهت تعیین ضریب شبه استاتیکی افقی انجام شد. برای این منظور، یک سری آزمایش میز لرزه ۱g بر روی مدل‌های کوچک مقیاس جهت تخمین مقادیر شتاب آستانه گسیختگی، توزیع نیروی محوری در امتداد المان‌های تسلیح و هندسه سطوح گسیختگی انجام شد. سپس، با شبیه‌سازی مدل‌های فیزیکی به صورت تحلیلی با استفاده از روش قطعات افقی تلاش شد تا ضرایب شبه استاتیکی بگونه‌ای تعیین شوند که نیرو در المان‌های تسلیح برابر با آنچه از آزمایش‌های میز لرزه بدست آمد بسیج شوند. بر اساس نتایج بدست آمده، یک ضریب شبه استاتیکی افقی به عنوان تابعی از شتاب ورودی، عرض پله و نوع المان تسلیح معرفی و سپس با توصیه آیین‌نامه‌ها و نتایج مطالعات قبلی مقایسه شد. مهمترین یافته‌های این تحقیق را می‌توان به شرح ذیل ارائه نمود:

- نتایج پردازش تصاویر نشان داد که سطوح گسیختگی در دیوارهای پله‌ای، برخلاف آنچه توسط دستورالعمل‌های FHWA پیش‌بینی شده است، تنها در پله فوقانی تشکیل شده و هیچ نشانه‌ای از توسعه آن‌ها در پله تحتانی مشاهده نمی‌شود.
- همچنین مشخص شد که اگرچه استفاده از المان‌های تسلیح انعطاف می‌تواند به طور قابل توجهی نیروی بسیج شده در المان‌ها را کاهش دهد اما استفاده از این المان‌ها در دیوارهای پله‌ای، تأثیر پیکربندی پله‌ای را بر کاهش نیروی المان‌های تسلیح کمتر آشکار می‌سازد.
- توزیع k_h در امتداد ارتفاع دیوار نشان داد که ضریب شبه استاتیکی کمتری برای بخش‌های فوقانی دیوارهای

یکپارچه مورد نیاز است، اما عکس آن هنگام استفاده از ساختار پله‌ای صادق بود. این تغییر در روند توزیع k_h که به دلیل افزایش ابعاد گوه گسیختگی در نیمه تحتانی و کاهش ابعاد آن در نیمه فوقانی دیوار بود، نیاز به استفاده از ضریب بزرگتری در لایه‌های فوقانی دیوارهای پله‌ای را مسجل می‌سازد.

- مشخص شد که با افزایش عرض پله، ضریب شبه استاتیکی مورد نیاز برای نیمه فوقانی و تحتانی دیوارهای پله‌ای به ترتیب افزایش و کاهش می‌یابد. این امر در هر دو نوع المان تسلیح مشاهده شد اما در دیوارهای مسلح شده با تسمه فلزی برجسته تر بود.

- کاهش ضریب شبه استاتیکی مورد نیاز هنگام استفاده از ژئوگرید به جای تسمه فلزی نکته مهم دیگری بود که در نتایج مشاهده شد. این کاهش در نیمه فوقانی دیوار بیشتر بود و با افزایش عرض پله بیشتر شد. این امر لزوم در نظر گرفتن نوع المان تسلیح را هنگام محاسبه ضرایب شبه استاتیکی را برجسته می‌سازد.

- مقایسه ضرایب شبه استاتیکی بدست آمده با ضرایب پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه آشتو نشان داد که ضرایب توصیه شده توسط این آیین‌نامه برای دیوارهای خاک مسلح، به خصوص در شتابهای بیشتر از ۰.۶g، کاملاً محافظه‌کارانه می‌باشد.

۸ - محدودیت‌های تحقیق

علیرغم تلاش‌های انجام شده در این تحقیق جهت لحاظ نمودن تمامی جزئیات در فرآیند شبیه‌سازی اجزای مدل و ساخت مدل‌ها بر اساس روابط تشابه، نتایج کمی بدست آمده به دلیل عدم ایجاد شرایط تنش واقعی در مدل‌های کوچک مقیاس نمی‌توانند

- [۹] Samee, A.A., Yazdandoust, M. and Ghalandarzadeh, A. Performance of back-to-back MSE walls reinforced with steel strips under seismic conditions. *Transportation Geotechnics* ۲۰۲۱; ۳۰:۱۰۰۵۴۰.
- [۱۰] Liu H, Yang G and Ling HI. Seismic response of multi-tiered reinforced soil retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* ۲۰۱۴; ۶۱-۶۲, ۱-۱۲.
- [۱۱] Jamnani, A. R., Yazdandoust, M., & Sabermahani, M. Effect of a two-tiered configuration on the seismic behaviour of reinforced soil walls. *Geosynthetics International* ۲۰۲۳, ۳۰(۱), ۳-۲۸.
- [۱۲] Yoshida T and Tatsuoka F. Deformation property of shear band in sand subjected to plane strain compression and its relation to particle characteristics. *Proc. ۱۲th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Rio de Janeiro* ۱, ۲۳۷-۲۴۰, ۱۹۹۰.
- [۱۳] Bathurst RJ. Instrumentation of geogrid-reinforced soil wall. *Transportation Research Record* ۱۹۹۰; ۱۲۷۷:۱۰۲-۱۱۱.
- [۱۴] White D and Take A. GeoPIV: Particle Image Velocimetry (PIV) Software for Use in Geotechnical Testing. PhD thesis, University of Cambridge, Cambridge, UK, ۲۰۰۲.
- [۱۵] Sabermahani M, Ghalandarzadeh A, Fakher A. Experimental study on seismic deformation modes of reinforced-soil walls. *Geotext Geomembr* ۲۰۰۹; ۲۷(۲):۱۲۱-۳۶.
- [۱۶] Koseki J, Tatsuoka F, Munaf Y, Tateyama M and Kojima K. A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads. *Soils and Foundations* ۱۹۹۸; ۳۸(Special):۲۰۹-۲۱۶.
- [۱۷] Mohamed SB, Yang KH and Hung WY. Finite element analyses of two-tier geosynthetic-reinforced soil walls: comparison involving centrifuge tests and limit equilibrium results. *Computers and Geotechnics* ۲۰۱۴; ۶۱:۶۷-۸۴.
- [۱۸] CEN (European Committee for Standardization). EN ۱۹۹۸-۵: Eurocode ۸: Design of structures for earthquake resistance. Part ۵: foundations, retaining structures and geotechnical aspects. Brussels, Belgium: CEN, ۲۰۰۴.
- [۱۹] Komak Panah A, Yazdi M and Ghalandarzadeh A. Shaking table tests on soil retaining walls reinforced by polymeric strips. *Geotext Geomembr* ۲۰۱۵; ۴۳(۲):۱۴۸-۶۱.
- [۲۰] MOF (Ministry of Oceans and Fisheries). Ports and fishing harbours design code. Sejong, Korea: Ministry of Oceans and Fisheries (in Korean), ۲۰۱۴.
- [۲۱] Xu P, Hatami K and Jiang G. Shaking table study of the influence of facing on reinforced soil wall connection loads. *Geosynthetics International* ۲۰۲۰; ۲۷(۴):۳۶۴-۳۷۸.

مطابقت دقیق با مدل‌های واقعی داشته باشند. از اینرو، نتایج کیفی حاصل از این مدل‌ها از قبیل مدهای گسیختگی و مکانیزم‌های تغییر شکل قابل اتکا ترند، هر چند که این نتایج نیز نمی‌توانند مصادق دقیق مدل‌های واقعی باشند. این نقصان می‌تواند با ارائه نتایج در قالب پارامترهای همسنگ شده نظیر ضریب بزرگنمایی شتاب و جابجایی جانبی نسبی تا حد قابل قبولی مرتفع گردد [۴،۸،۹،۱۹،۲۱]. شکل‌گیری اصطکاک بین بدنه مدل‌ها با دیواره جعبه آزمایش نیز یکی دیگر از عواملی است که می‌تواند به عدم تطابق بین نتایج مدل‌های آزمایشگاهی با مدل‌های واقعی دامن بزند. لذا، در این تحقیق تلاش شد تا این اصطکاک ناخواسته با استفاده از یک لایه نازک پارافین بین بدنه مدل و جعبه آزمایش به حداقل رسانده شود [۷،۲۱].

منابع

- [۱] Kramer, S.L. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ, ۱۹۹۶.
- [۲] Segrestin P. and Bastick M.J. Seismic design of reinforced earth retaining walls: the contribution of finite element analysis. *Proc. Int. Symp. on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Kyushu, Japan, Oct ۱۹۸۸*.
- [۳] Leshchinsky D, Ling H.I., Wang J.P., Rosen A, Mohri Y. Equivalent seismic coefficient in geocell retention systems. *Geotext Geomembr* ۲۰۰۹, ۲۷(۱):۹-۱۸.
- [۴] Yazdandoust M. Assessment of Horizontal Seismic Coefficient for Three Different Types of Reinforced Soil Structure Using Physical and Analytical Modeling. *International Journal of Geomechanics* ۲۰۱۹, ۱۹(۷), ۰۴۰۱۹۰۷۰.
- [۵] AASHTO. *Standard Specifications for Highway Bridges, ۱۷th Ed.* American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, ۲۰۰۲.
- [۶] FHWA (Federal Highway Administration). *Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I*, Federal Highway Administration Publication No. FHWA-NHI-۱۰-۲۴۳. US Department of Transportation, Washington, DC, USA, ۲۰۰۹.
- [۷] Lee M-G, Ha J-G, JO S-B, PARK H-J and KIM D-S. Assessment of horizontal seismic coefficient for gravity quay walls by centrifuge tests. *Géotechnique Letters* ۲۰۱۷; ۷:۲۱۱-۲۱۷.
- [۸] Yazdandoust M and Ghalandarzadeh A. Pseudo-static coefficient in reinforced soil structures. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics* ۲۰۲۰; ۲۰(۶):۳۲۰-۳۳۷.

- [۲۲] Yazdandoust M. Investigation on the seismic performance of steel-strip reinforced-soil retaining walls using shaking table test. *Soil Dyn Earthq Eng* ۲۰۱۷; ۹۷:۲۱۶-۲۳۲.
- [۲۳] Shahgholi, M., Fakher, A., Jones, C.J.F.P. Horizontal Slice Method of analysis. *Geotechnique* ۲۰۰۱; ۵۱(۱۰):۸۸۱-۸۸۵.
- [۲۴] Nouri, H., A. Fakher, and Jones, C. J. F. P. Development of Horizontal Slice Method for seismic stability analysis of reinforced slopes and walls. *Geotext. Geomembr* ۲۰۰۶; ۲۴ (۲):۱۷۵-۱۸۷.
- [۲۵] Mehdipour, I., M. Ghazavi, and Ziaie Moayed, R. Stability analysis of geocell-reinforced slopes using the limit equilibrium Horizontal Slice Method. *Int. J. Geomech.* ۲۰۱۷; ۱۷(۹): ۰۶۰۱۷۰۰۷.
- [۲۶] Morgenstern, N.R. and Price, V.R. The analysis stability of general slipsurfaces. *Geotechnique* ۱۹۶۵; ۱۵(۱):۷۹-۹۳.
- [۲۷] Lo, S-CR. and Xu, D-w. A strain based design method for the collapse limit state of reinforced soil walls and slopes. *Canadian Geotechnical Journal* ۱۹۹۵; ۲۹ (۸):۸۳۲-۸۴۲.

نشریه