

اثر بافت و تراکم خاک غیر اشباع در تحلیل آزمایشگاهی و الاستوپلاستیکی گوه شکست دیوار ساحلی رودخانه

حسین مزارعی^۱ و جواد احدیان^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده علوم و مهندسی آب، دانشگاه شهید چمران اهواز.

۲- نویسنده مسئول، دانشیار گروه سازه‌های آبی دانشگاه شهید چمران اهواز ja_ahadiyan@yahoo.com

تاریخ پذیرش: ۹۵/۸/۲۰

تاریخ دریافت: ۹۴/۱۲/۲۲

چکیده

در تحقیق حاضر بررسی آزمایشگاهی تأثیر دانه‌بندی و تراکم خاکریز پشت دیوار بر گوه شکست تحت حرکت محرک بدنه دیوار حائل طره‌ای در ساحل رودخانه بررسی شده است. در این راستا سه دانه‌بندی از مخلوط دو نمونه خاک ۱ (ریزدانه رسی) و خاک ۲ (خاک شن) در درصدهای به ترتیب (۳۰ درصد نمونه ۱ و ۷۰ درصد نمونه ۲)، (۲۰ درصد نمونه ۱ و ۸۰ درصد نمونه ۲) و (۱۰ درصد نمونه ۱ و ۹۰ درصد نمونه ۲) با بافت‌های ماسه‌ای لوم، لوم و سیلتی لوم به منظور آزمایش تهیه گردید. در هر نوع خاک تراکم‌هایی با چگش استاندارد در ۱۰، ۲۰ و ۳۰ ضربه در سطح خاک ایجاد گردید. در کلیه آزمایش‌ها، مشخصات ژئومکانیکی خاک شامل، مقاومت برشی، وزن مخصوص، پارامترهای فیزیکی و مشخصات هندسی گوه شکست شامل زاویه شکست نسبت به افق، ارتفاع و طول گوه شکست اندازه‌گیری شد. نتایج این تحقیق نشان داد که با افزایش درصد خاک ریزدانه و به تبع آن افزایش وزن مخصوص، خاکریز مقاومت جانبی خاکریز افزایش می‌یابد. همچنین با تراکم بیشتر، گوه شکست کوچک‌تری در توده خاک ایجاد می‌شود. کمترین ارتفاع گوه و بیشترین زاویه شکست به ترتیب در خاکریز با بافت سیلتی لوم در نسبت $h/h' = 0.53$ و $\alpha/\alpha' = 1/4$ رخ می‌دهد. از طرفی نتایج نشان داد حداکثر نیروی فشار جانبی و عکس‌العمل نیرو بر سطح شکست به ترتیب در نسبت‌های $E/E' = 0.52$ و $Q/Q' = 0.34$ در خاک ماسه‌ای-لومی رخ می‌دهد. بر همین اساس زاویه سطح شکست حداکثر در خاک سیلتی لوم رخ می‌دهد. در نهایت نتایج آزمایشگاهی در تحقیق حاضر نشان داد که گوه شکست حاصله از تحلیل الاستوپلاستیکی بسیار محافظه‌کارانه بوده به طوری که فشار جانبی حاصل از سطح شکست را به طور متوسط برای کلیه نمونه‌های حاضر ۶۰ درصد بیشتر پیش بینی می‌کند.

کلید واژه‌ها: بافت، تراکم، تحلیل الاستوپلاستیکی، گوه شکست، بدنه دیوار حائل طره‌ای.

مقدمه

شکل (۱) به عنوان پایه‌های کناری پل‌ها استفاده می‌شود. نیروهای جانبی وارده بر دیوار در اثر فشار توده خاک ایجاد شده و به وضعیت حرکتی دیوار بستگی دارد (فنگ و همکاران^۱، ۲۰۰۲). اگر جابه‌جایی در دیوار رخ دهد فشار جانبی وارد بر دیوار نیز تغییر می‌کند. از این منظر بررسی نوع حرکت دیوار بر فشار جانبی اعمال شده بر دیوار در حالات مختلف حرکت دارای اهمیت می‌باشد (میی و همکاران^۲، ۲۰۰۹). در یک دیوار حائل امکان حرکت دیوار به صورت دوران حول پاشنه دیوار، دوران حول بالای دیوار یا حرکت دیوار یا اثر توامان حرکت و دوران وجود دارد (فنگ و همکاران، ۱۹۹۴). در اکثر موارد، پی دیوار حائل طره‌ای در خاک مدفون گشته و وزن خاک روی آن از دوران پی جلوگیری می‌نماید. این موضوع باعث می‌شود که حرکت و جابه‌جایی دیوار بیشتر در بدنه اعمال گردد. حرکت دیوار معمولاً به صورت محرک یا مقاوم رخ می‌دهد. در طبیعت اغلب حالت محرک بدنه دیوار رخ می‌دهد و بر این اساس معمولاً طراحی دیوار با بررسی پارامترها در حالت حرکت محرک انجام می‌شود. اکثر تحقیقات انجام شده

معمولاً در ساحل‌سازی در کناره‌های رودخانه و یا دریاها از سازه‌های نگهبان استفاده می‌شود. در اکثر مواقع سازه نگهبان یک دیوار حائل بوده که برای جلوگیری از ریزش و فرسایش سواحل رودخانه و یا دریا استفاده می‌شود. به علت ارتباط سازه‌ها با پی و خاک محل اجرا، بررسی شرایط خاک و فشار وارده از طرف خاک در طراحی این‌گونه از سازه‌ها دارای اهمیت است (نیدوستات کیویز و همکاران^۱، ۲۰۱۱). دیوارهای ساحلی و دیوارهای مقاوم‌سازی گود، ترانشه‌های لوله‌های مدفون و پایه‌های کناری پل نمونه‌ای از کاربرد دیوارهای حائل در علوم مرتبط به سازه‌های هیدرولیکی است. دیوارهای حائل دارای انواع مختلفی هستند که بسته به شرایط محل موردنظر استفاده می‌شوند که از انواع دیوارهای حائل با توجه به شکل (۱) می‌توان به دیوار حائل وزنی، طره‌ای و سپری اشاره نمود (سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، ۱۳۸۴).

در حال حاضر به علت صرفه اقتصادی، عموماً از دیوارهای حائل طره‌ای بتنی مسلح و دیوارهای طره‌ای نشان داده شده در

2-Fang et al.

3-Mei et al.

1-Niedostatkiwicz et al.

محاسبه‌ی فشار در حالات مختلف حرکت و دوران دیوار دریافتند که نیرو به‌دست آمده معادل نیروی کولمب است با این تفاوت که توزیع فشار، و نقطه اثر نیرو به حالت جابه‌جایی دیوار صلب، زاویه اصطکاک داخلی خاک و زاویه اصطکاک دیوار و خاک‌ریز بستگی دارد. دالوی و کولکارنی^۵ (۲۰۱۳) در تحقیقی تحت عنوان تأثیر قوس شدگی خاک با توجه به حرکت مقاوم دیوار بر فشار جانبی با در نظر گرفتن فرضیه‌های سطح شکست خمیده در خاک‌ریز غیر چسبنده و زاویای اصطکاک متفاوت دریافتند که نتایج فشار مقاوم، ۲۵ درصد کمتر از نتایج کولمب است. چین^۶ (۲۰۱۴) در تحقیقی با عنوان بررسی حرکت دیوار بر فشار جانبی محرک، ضریب فشار جانبی را با بررسی تعادل لحظه‌ای گوه به‌دست آورده و به این نتیجه رسید که توزیع فشار پشت دیوار، خطی نبوده و نقطه اثر نیرو در حالت محرک کمی بالاتر از ۱/۳ ارتفاع دیوار قرار دارد.

لیو^۷ (۲۰۱۴) اثر فشار جانبی را بر دیوارهای حایل دایره‌ای بررسی کرد و تعیین کرد که فشار جانبی به صورت نمایی با افزایش جابه‌جایی دیوار، کاهش می‌یابد.

رائو و همکاران^۸ (۲۰۱۵) در تحقیقی با عنوان تعیین فشار محرک وارد بر دیوار حایل صلب با توجه به قوس شدگی در خاک‌های چسبنده، نتیجه گیری نمود که کاهش فشار جانبی محرک وارد بر دیوار حایل صلب با افزایش زاویه اصطکاک دیوار و خاک همراه می‌باشد.

بر اساس آنچه که در مروری بر منابع گذشت می‌توان گفت که در گذشته تغییرات گوه شکست بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی در بافت و تراکم‌های متفاوت خاک تحت حرکت محرک بدنه دیوار حائل طره‌ای چندان مورد توجه قرار نگرفته است. لذا در این تحقیق سعی بر آن شده است که گوه شکست و نیروهای وارده بر آن در حالت طبیعی برای دیوار طره‌ای در اندازه‌گیری آزمایشگاهی با روش کلاسیک تحلیلی مقایسه شود. از این رو در این تحقیق روش ترسیمی الاستوپلاستیک برای تحلیل گوه شکست مورد بررسی قرار خواهد گرفت و نتایج آن با نتایج آزمایشگاهی مقایسه خواهد شد.

مواد و روش‌ها

همان‌گونه که در بخش مقدمه اشاره شد، در این تحقیق اثر تغییرات فیزیکی خاک، شامل تراکم و تغییر بافت خاک بر خصوصیات گوه شکست مورد بررسی قرار می‌گیرد. در این راستا ابتدا یک مدل آزمایشگاهی از دیوار حائل طره‌ای ساخته شد، پس از اندازه‌گیری آزمایشگاهی، نتایج با روش حل ترسیمی معادله الاستوپلاستیک مقایسه گردید. در ادامه ابتدا معادله مذکور و روش ترسیمی آن تشریح شده و سپس به مشخصات مدل آزمایشگاهی پرداخته می‌شود.

به‌صورت تحلیلی و در زمینه به‌دست آوردن توزیع نیرو در حالت فعال و محاسبه برآیند نیرو و نقطه اثر آن با توجه به حرکت دیوار انجام شده است. کولمب در سال ۱۷۷۶ با بررسی تعادل حدی گوه گسیختگی با توجه به فرض خاک همسان و دارای چسبندگی و اصطکاک داخلی و سطح گسیختگی خطی معادله‌ای برای توزیع نیرو در پشت دیوار ارائه کرد (به نقل از داس ترجمه اطیابی، ۱۳۸۲). رانکین در سال ۱۸۷۵ در ادامه تحقیقات انجام شده توسط کولمب فرض نمود که خاک در حالت تعادل خمیری است و اصولاً با همان فرضیات کولمب و این فرض که دیوار بدون اصطکاک و خاک‌ریز دانه‌ای با توجه به تنش حد العمان خاک‌ریز روشی برای توزیع نیرو و به‌دست آوردن ضریب فشار جانبی ارائه نمود (به نقل از داس ترجمه اطیابی، ۱۳۸۲). کولمان در سال ۱۸۷۵ در خصوص سطح شکست بحرانی به‌صورت خطی و سپس فشار محرک کولمب بدون در نظر گرفتن بی‌نظمی سطح خاک و سربار، برای هر مقدار اصطکاک دیوار خاک، روشی ترسیمی ارائه نمود (به نقل بولز^۱، ۱۹۹۴). موحدی‌فر و همکاران (۱۳۸۹) در تحقیقی تحت عنوان میزان تغییر مکان لازم دیوار که شرایط مقاوم و یا محرک را ایجاد می‌کند اثر پارامترهایی نظیر مقاومت برشی خاک، اصطکاک و صلیبیت دیوار بر مقدار فشار وارد بر دیوار را با مدل عددی Plaxis 8.2 بررسی نموده و با تئوری‌های کلاسیک موجود مقایسه کرده و به این نتیجه رسیدند که تئوری‌های کلاسیک با نتایج مدل عددی اختلاف دارند. سپهر و اوریا (۱۳۹۰) در تحقیقی تحت عنوان بررسی نحوه توزیع فشار جانبی خاک روی دیوار حائل در اثر مد جابه‌جایی دیوار، روش تحلیلی برای به‌دست آوردن توزیع و نقطه اثر فشار جانبی روی دیوار حائل در حالت محرک و مقاوم بر اساس بررسی المان‌های نواری خاک‌ریز با توجه به مقادیر متفاوت حرکت دیوار به‌دست آوردند. اوریا و ابراهیمی (۱۳۹۳) با بررسی تحلیلی توزیع تنش تحت حرکت حول بالای دیوار و سطح شکست منحنی اسپیرال و در نظر گرفتن تعادل با استفاده از معادلات دیفرانسیل روشی برای به‌دست آوردن توزیع تنش جانبی خاک و محل اثر برآیند تنش به‌دست آوردند. سوبهارا و همکاران^۲ (۲۰۰۶) با بررسی اشکال متنوع سطح شکست و انواع مختلف حرکت دیوار مانند دوران حول پاشنه، جابه‌جایی بالای دیوار و حرکت افقی دیوار، با به‌دست آوردن ضریب فشار محرک، نموداری برای اصلاح ضریب فشار جانبی و نقطه اثر نیرو ارائه نمودند. سیرنیواسا و همکاران^۳ (۲۰۱۲) در تحقیقی با عنوان توزیع فشار در دو حالت فیزیکی و تحلیلی تحت حالات مختلف حرکت دیوار و قوس شدگی خاک دریافتند که حالت حرکت دیوار، منجر به تولید فشار محرک کمتر برای دیوار صاف و زیر می‌شود و دوران حول پاشنه دیوار بیشترین فشار محرک را تولید می‌کند. شوکوان و همکاران^۴ (۲۰۱۲) در تحقیقی با عنوان بررسی روش‌های کلی در

5-Dalvi and Kulkarni .

6-Chen

7-Liu.

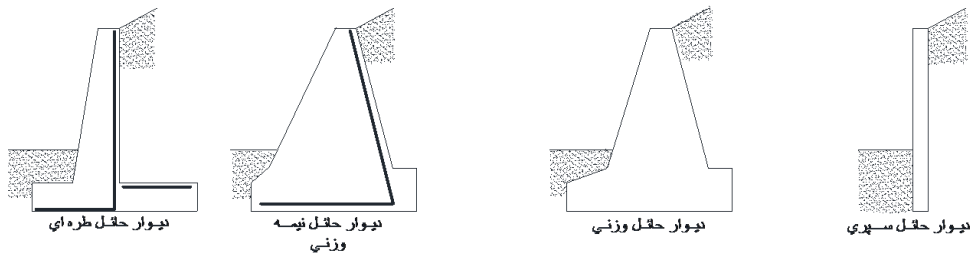
8-Rao et al.

1-Bowles

2-Subhra et al.

3-Srinivasa et al.

4-Shu-quan et al.



شکل ۱- انواع دیوار حائل مورد استفاده در پایدارسازی سواحل رودخانه (به نقل از راهنمای طراحی دیوار حایل، نشریه ۳۰۸ استاندارد مهندسی آب)

که برای حل معادله فوق و تخمین فشار جانبی، E_α ، که تابع دو زاویه α و φ است باید دو معادله زیر حل شوند:

$$\frac{\partial E_\alpha}{\partial \alpha} = 0 \quad \text{and} \quad \frac{\partial E_\alpha}{\partial \varphi} = 0 \quad (2)$$

برای حل معادله اول تئوری ریبهان^۲ در سال ۱۸۵۷ بیان می‌دارد که باید مساحت مثلث ABC برابر با مساحت مثلث ACD باشد و برای حل معادله دوم نیز تئوری جکی در سال ۱۹۴۸ بیان می‌دارد که باید شرایط زیر در شکل برقرار باشد:

$$\begin{aligned} \cos(\alpha - \varphi + \psi) &= 0 \\ \alpha - \varphi + \psi &= 90^\circ \end{aligned} \quad (3)$$

بر اساس معادله (۳) زاویه بین دو نیروی E_a و Q باید به اندازه ۹۰ درجه باشد. با ایجاد این شرایط در بررسی معادله (۱) برای گوه شکستگی می‌توان زاویه سطح شکست α و نیروهای وارد بر گوه را به دست آورد. راه حلی ترسیمی بر اساس که شرایط معادله (۲) و (۳) در حل معادله (۱) و به دست آوردن پارامترهای مورد نظر در شکل (۲) ارائه شده است. در روش ترسیمی خطی از نقطه B با زاویه $\delta + \varphi$ ترسیم شده تا خط رسم شده AF که با افق زاویه φ می‌سازد را در نقطه J قطع کند. سپس نیم دایره‌ای به قطر AF رسم گردیده و از نقطه J خطی عمود بر AF اخراج می‌گردد تا دایره‌ی رسم شده را در نقطه E قطع کند. در مرحله بعد دایره‌ای با شعاع AE رسم شده تا نقطه برخورد D تشکیل شود. سپس از نقطه D خطی به موازات BJ ترسیم شده و نقطه برخورد این خط با سطح افق، نقطه C که نقطه برخورد سطح شکست بحرانی با سطح خاک است را نتیجه می‌دهد. در نهایت با رسم خط AC خط شکست مورد نظر بدست می‌آید. با توجه به این حل ترسیمی برآیند فشار جانبی به صورت زیر به دست می‌آید:

روش الاستوپلاستیک در خاک‌های با چسبندگی کم
تخمین فشار جانبی در تئوری الاستوپلاستیک بر اساس تخمین حالت بحرانی انجام می‌شود. زمانی که شکست در توده خاک رخ می‌دهد، (مطابق شکل ۲) گوه گسیختگی برای حالت حرکت محرک به سمت پائین حرکت می‌کند و بر اثر وزن گوه، نیرویی به سطح تماس دیوار و خاک اعمال می‌شود. با افزایش حرکت دیوار، زوایای اصطکاک داخلی خاک و زاویه اصطکاک دیوار و خاک افزایش یافته تا به حالت حدی خود برسند. در این حالت نیروهایی به صورت واکنش در سطح شکست خاک و بر سطح دیوار وارد می‌شوند. در سطح شکست AC زاویه اصطکاک به حالت حدی φ می‌رسد و نیروی عکس‌العمل، Q ، وارد بر این سطح با خط عمود وارد بر سطح شکست، زاویه φ را تشکیل می‌دهد. معمولاً به دلیل وجود اصطکاک سطح تماس خاک با دیوار، قسمت بالایی سطح شکست خطی و قسمت پائین آن به منحنی نزدیک است. از آنجایی که با فرض حالت خطی سطح شکست، نسبت به سطح شکست خمیده، می‌توان تقریب مناسبی از گوه مذکور را داشت (اسپنگلر و هندی^۱ ۱۹۸۴) در این تحقیق نیز از فرض حالت خطی سطح شکست استفاده گردید. با توجه به سطح شکست خطی در شکل (۲) باید تعادل گوه ABC بررسی شود. نیروهای وارد بر گوه شکست ABC شامل موارد زیر است: نیروی وزن گوه، W ، نیروی عکس‌العمل، E_a ، وارده بر AB (فشار جانبی، E_a) که با افق زاویه‌ای برابر اصطکاک خاک و دیوار را ایجاد می‌کند، نیروی عکس‌العمل Q وارد بر سطح شکست نیز با عمود وارد بر سطح شکست زاویه‌ای برابر با φ و با W زاویه $\alpha - \varphi$ را می‌سازد. در این شکل زاویه α زاویه شکست خاک ریز مورد نظر است، برای به دست آوردن E_a در روش الاستوپلاستیک معادله زیر که تابع دو متغیر α و φ است، ارائه می‌شود:

$$dE_\alpha = \frac{\partial E_\alpha}{\partial \alpha} d\alpha + \frac{\partial E_\alpha}{\partial \varphi} d\varphi = 0 \quad (1)$$

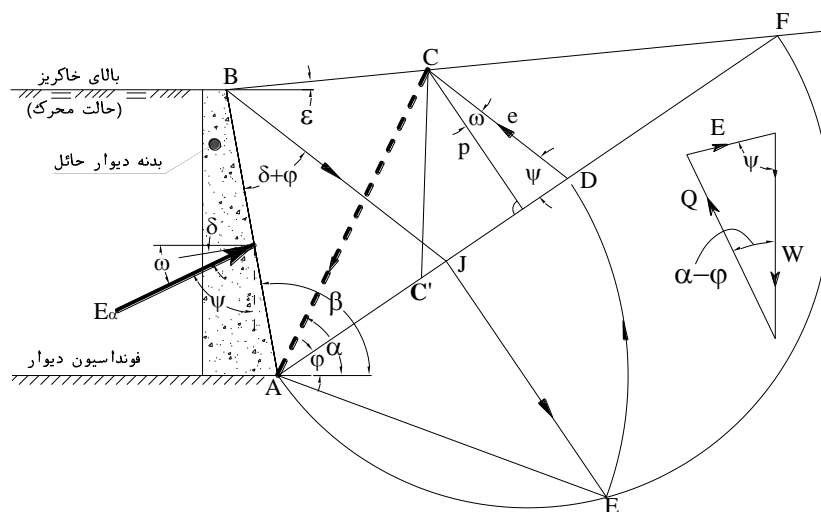
سعی شد دیوار به صورت ثابت در حالت عمود قرار گیرد. بنابراین بدنه دیوار با ورق های آهنی ۴ میلی متری به صورت مجزا از پی، تعبیه شد. برای ایجاد چرخش یک لوله آهنی به قطر ۵ سانتی متر به انتهای بدنه دیوار جوش داده شد. در دو قسمت انتهایی این لوله آهنی از بلبرینگ هایی برای ایجاد چرخش استفاده شد و از میان قطر کوچک آن یک لوله آهنی در میان فضای لوله بزرگ تر عبور داده شد. قطر بیرونی بلبرینگ ها به این دلیل که حرکت دیوار فقط بر اساس حرکت دایره میانی بلبرینگ انجام شود، ثابت گردید. در واقع برای ایجاد حرکت، بدنه دیوار بر روی یک پی ثابت و در بخش میانی آن، لوله ای کوچک از بلبرینگ ها عبور داده شده بر دو قسمت انتهایی پی طوری جوش داده شدند که بتواند آزادانه چرخش کند. به منظور کنترل حرکت بدنه از لوله ای به قطر ۳ سانتی متر است و شافت پیچی به طول ۰/۶ متر به صورت محوری استفاده شد. قرارگیری بلبرینگ ها بر روی شافت با استفاده از دستگاه پرس قوی صورت پذیرفت تا هیچ گونه فاصله ای آزادی برای ایجاد چرخش صورت نپذیرد. شکل (۳) کلیه جزئیات این فلوم آزمایشگاهی را نشان می دهد. طول شافت مورد نظر طوری انتخاب گردید که پس از اتصال به بدنه دیوار و از سمت راست مدل در خارج از فلوم نیز دارای یک دسته برای ایجاد چرخش در شافت باشد. در نهایت با چرخش دسته متصل به شافت، لوله های تعبیه شده در انتهای بدنه باعث دوران دیوار در جهت ساعتگرد و پادساعتگرد می شود. در واقع میزان چرخش بر اساس طول گام های شافت قابل کنترل می باشد. از طرفی پس از انتهای هر آزمایش برای تخلیه خاک که در پشت دیوار قرار می گیرد یک دریچه تخلیه، تحت عنوان دریچه تحتانی در کف فلوم تعبیه گردید تا خاک هر آزمایش تخلیه و بارگیری برای آزمایش بعدی امکان پذیر گردد.

$$E_{\alpha} = \frac{pe}{2} \quad (۴)$$

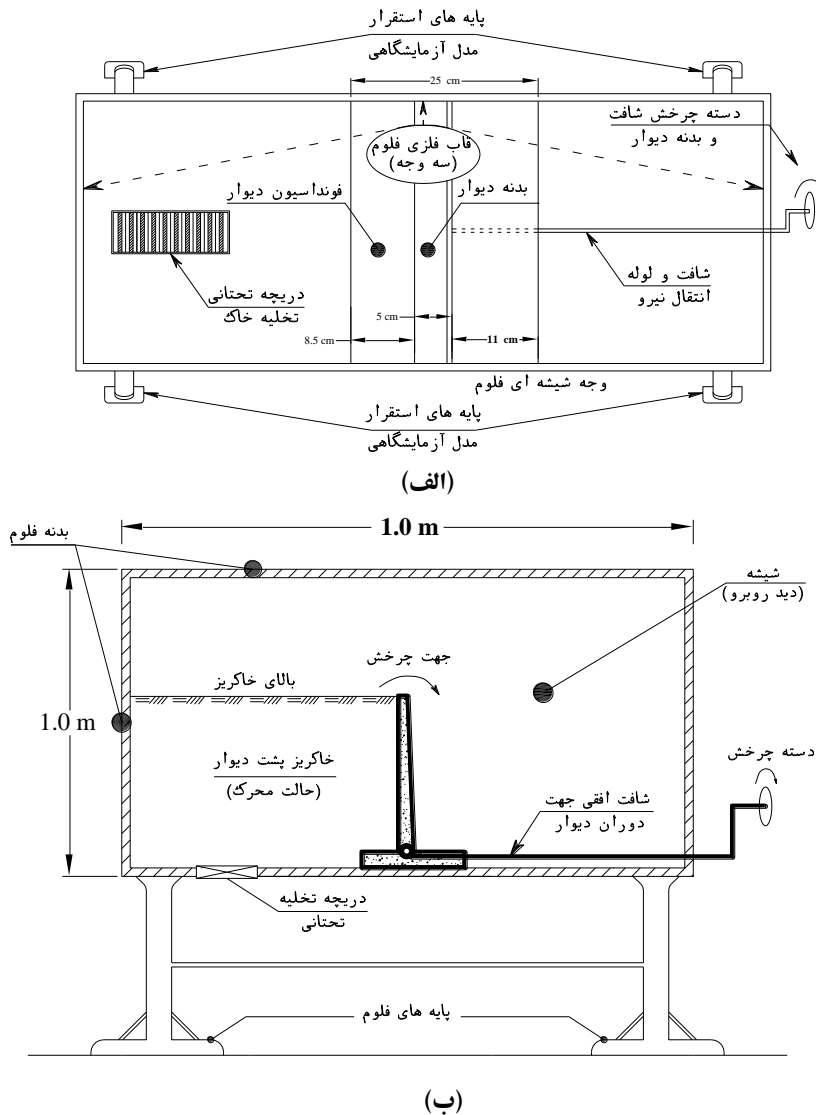
در این معادله p اندازه خط عمود رسم شده از C بر خط AF است، e نیز اندازه خط CD در شکل است. بعد از محاسبه نیروی برآیند فشار جانبی از راه حل گرافیکی مثلث نیرو را برای نیروهای وارد بر گوه به دست آمده تشکیل داده و از بررسی تعادل نیروهای گوه های نشان داده شده در شکل (۲) و تشکیل مثلث نیرو می توان نیروی عکس العمل را برای سطح شکست به دست آمده در خاک ریز مورد نظر محاسبه نمود.

مدل آزمایشگاهی

برای دستیابی به اهداف مدنظر تحقیق، یک مدل آزمایشگاهی در آزمایشگاه مدل های فیزیکی هیدرولیکی دانشگاه شهید چمران اهواز ساخته شد. این مدل به شکل مکعب دارای طول، عرض و ارتفاع به ترتیب ۱، ۰/۳۵ و ۱ متر بود. این مدل تنها به منظور هدف این تحقیق ساخته شد. در این مدل، یک دیوار حائل طره ای، طراحی و ساخته شد که در وسط فلوم آزمایشگاهی نصب گردید. مکعب مدل توسط ورق های ۴ میلی متری از سه طرف و یک شیشه ۸ میلی متری از یک طرف به دلیل مشاهده روند تغییر شکل خاک در حین انجام آزمایش ها و داده برداری از آزمایش ها ساخته شد. دیوار حائل مدل سازی شده در آزمایش به مقیاس هندسی ۱/۱۰، برای دیوار حائل طره ای بتنی طراحی شده توسط آنالیز دیوار بهینه به ارتفاع ۵ متر و وزن مخصوص خاک ریز $\gamma = 20$ کیلو نیوتن بر متر مکعب مدل گردید. از آنجا که هدف تحقیق حاضر بررسی گوه شکست خاک ریز تحت جابه جایی محرک بدنه دیوار می باشد، پی دیوار به کف مکعب ثابت گردید. برای این منظور که در طی مراحل خاک ریزی و ایجاد تراکم حرکتی در بدنه دیوار رخ ندهد،



شکل ۲- روش ترسیمی ارائه شده در تحلیل الاستو پلاستیک (به نقل از جکی، ۱۹۸۴)



شکل ۴-الف:نمایی از پلان فلوم آزمایشگاهی ب:نمای جانبی دیوار در فلوم

روش انجام آزمایش

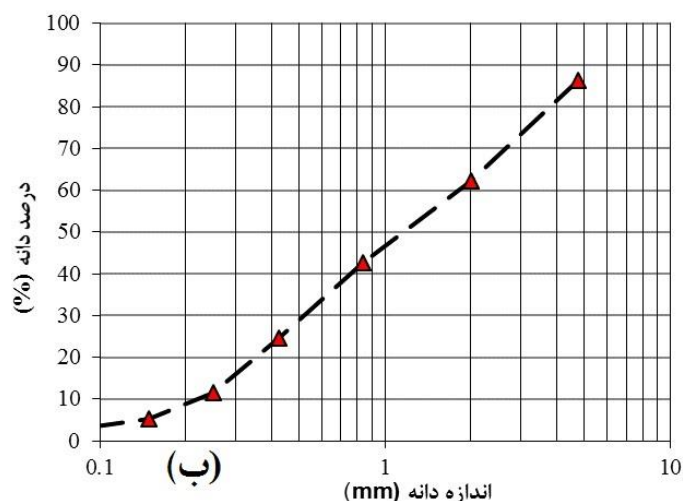
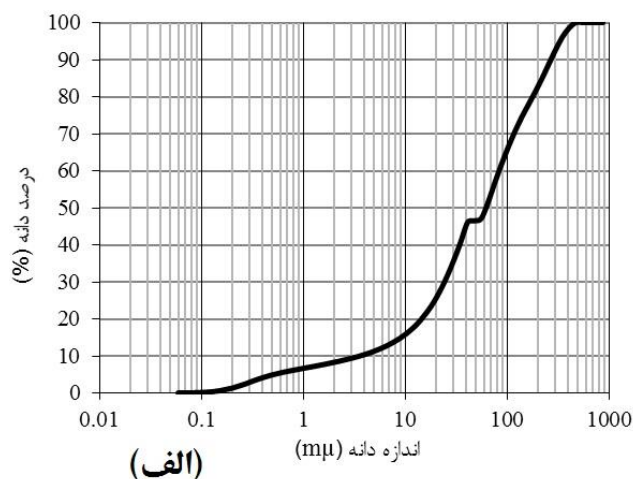
نسبت وزنی (۱۰ و ۹۰ درصد از نمونه خاک ۱ و ۲)، (۲۰ و ۸۰ درصد از نمونه خاک ۱ و ۲)، (۳۰ و ۷۰ درصد از نمونه خاک ۱ و ۲) به این صورت که خاکریزها به ازای هر نسبت با وزنه آزمایشگاهی با دقت یک گرم برای ایجاد خاکریز ساخته شد. در هر آزمایش پس از ساخت خاکریز، نمونه‌هایی جهت انجام آزمایش رطوبتی تهیه می‌گردید. در کلیه این آزمایش‌ها سعی گردید که رطوبت هر سه نمونه خاک در یک اندازه کنترل شود. در نهایت با اندازه‌گیری سه رطوبت در روزهای انجام آزمایش رطوبت خاکریزها کنترل شد. نتایج به‌دست آمده نشان داد که رطوبت‌ها به صورت نسبی و با خطای قابل قبول همگی در حدود ۲ درصد وزنی بودند. بعد از اطمینان از رطوبت ثابت، با نمونه‌برداری از هر سه مخلوط آزمایش الک برای به‌دست آوردن دانه بندی خاکریزها انجام شد. دانه‌بندی مخصوص سه خاکریز در نسبت مختلف در شکل (۵) نشان داده شده است. در این مرحله پس از آماده سازی نمونه‌های مختلف، بدنه دیوار

در این آزمایش‌ها دو نمونه خاک ۱ و ۲ به دو صورت جداگانه تهیه شد و سعی گردید که در حین انجام آزمایش‌ها رطوبت در دو نمونه خاک به طور عمده تفاوت خاصی با هم نداشته باشد. از طرفی قبل از انجام آزمایش‌ها از هر نمونه خاک نمونه‌برداری صورت گرفته و رطوبت وزنی دو نمونه خاک ۱ و ۲ اندازه‌گیری می‌گردید. در این آزمایش‌ها خاک مورد نظر در شرایط زهکشی شده مدنظر قرار گرفته و از این رو رطوبت دو نمونه خاک به صورت رطوبت طبیعی ۲ درصد منظور گردید. قبل از انجام آزمایش‌ها از هر دو نمونه خاک، نمونه‌برداری شد و در آزمایشگاه مکانیک خاک دانه‌بندی خاک نمونه ۲ با روش الک و دانه بندی نمونه ۱ را از طریق تفکیک لیزری در دستگاه مسترسایزر تعیین شد. در شکل (۴) دانه‌بندی دو نمونه خاک به طور مجزا نشان داده شده است. در این آزمایش‌ها سه نمونه خاکریز به صورت مخلوط از دو نمونه خاک مورد نظر در سه

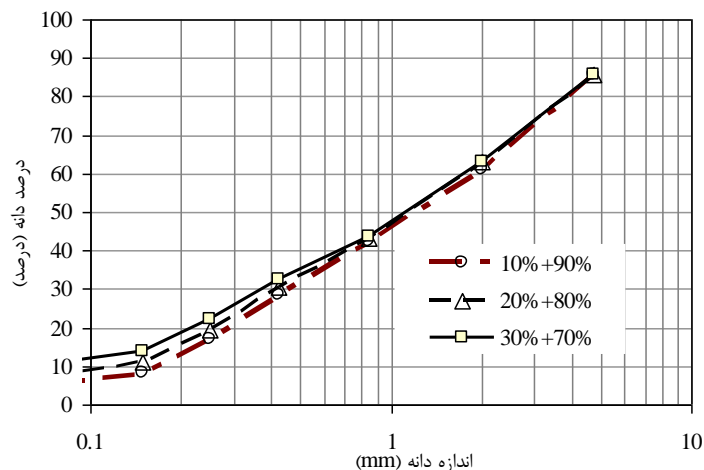
مزارعی و احدیان: اثر بافت و تراکم خاک غیر اشباع در تحلیل...

برش مستقیم در هر نمونه خاک ریز پارامترهای مقاومتی خاک به دست آمد. در کلیه آزمایش‌ها با ایجاد سطح صیقلی در سطح تماس خاک و دیوار، سعی شد دیوار به صورت صاف و بدون اصطکاک باشد. بعد از طی مراحل فوق و ایجاد خاک ریز، حرکت بدنه دیوار به صورت محرک و با سرعت کنترل شده (بر حسب سرعت چرخش شافت) در مدت زمان معین برای حرکت ۳۸ درجه‌ای از حالت عمود انجام پذیرفت. از آنجایی که هدف تحقیق حاضر، اثر چرخش ناگهانی دیوار بر توده لغزش خاک ریز می‌باشد، لذا با سرعت کنترل شده و با حرکت سریع، دوران دیوار انجام شد تا در نهایت همه نمونه‌های خاک ریز تحت حرکت ۳۸ درجه‌ای در دیوار قرار گرفته و گوه شکست خاک ریز شکل گیرد.

مدل به حالت عمود با زاویه ۹۰ درجه تنظیم شده و خاک ریزها به صورت آهسته و در اندازه کم به صورت لایه‌های کم عمق به درون مدل وارد گردید، به نحوی که، با ریزش، بر لایه‌ی زیرین کمترین تراکم ایجاد شود. پس از رسیدن خاک به ارتفاع لایه ۱۵ سانتیمتری، به وسیله چکش ASTM تراکم سطح لایه به صورت یکنواخت با اندازه تعداد ضربه مورد نظر در هر آزمایش انجام شد. با توجه به اهداف تحقیق سه تراکم مختلف برای هر نمونه خاک ریز، تراکم‌ها با ۱۰، ۲۰ و ۳۰ ضربه چکش بر سطح در هر سه نمونه خاک ریز (مجموعه ۹ آزمایش) ایجاد شد. تراکم‌های ایجاد شده به صورت نسبی انجام شدند و بعد از ایجاد تراکم، برای محاسبه‌ی وزن مخصوص صحرائی، به دلیل اینکه خاک ریزها دارای درشت دانه هستند، از روشن بالون استفاده شد. در نهایت با نمونه‌برداری از خاک ریز مورد نظر و انجام آزمایش



شکل ۴- منحنی دانه‌بندی خاک (الف) خاک ریز دانه (ب) خاک درشت دانه



شکل ۵-دانه بندی خاکریز در کلیه مخلوط‌های خاک مورد نظر ریزدانه و درشت دانه

جدول ۱-مشخصات کلی خاکریزهای مورد استفاده در آزمایش‌های این تحقیق

شماره آزمایش	مخلوط خاکریز	تعداد ضربه ASTM	وزن مخصوص (gr/cm ³)	زاویه اصطکاک (ϕ)
۱		۱۰	۱/۶۳	۹/۷
۲	ماسه‌ای لوم	۲۰	۱/۶۹	۱۰/۹
۳		۳۰	۱/۷۸	۱۲/۷
۴		۱۰	۱/۶۸	۱۰/۸
۵	لومی	۲۰	۱/۷۶	۱۲/۷۶
۶		۳۰	۱/۹۳	۱۳/۹۱
۷		۱۰	۱/۷۳	۱۱/۷۸
۸	سیلتی لوم	۲۰	۱/۸۶	۱۳/۸۳
۹		۳۰	۲/۰۳	۱۶/۱

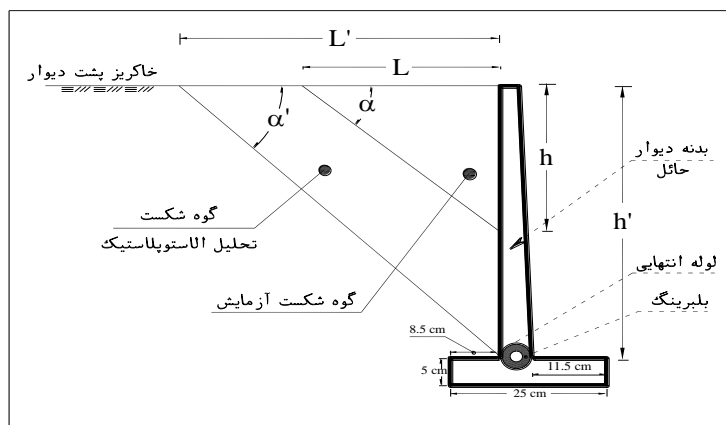
در جدول (۱) شرایط دیوار چنان در نظر گرفته شد تا زاویه اصطکاک دیوار و خاکریز ناچیز باشد. در شکل (۶) نیز نمایی شماتیک از حالات گوه شکست به دست آمده در آزمایش‌ها و روش ترسیم الاستوپلاستیک به تصویر کشیده شده است. همان‌گونه که در شکل (۶) ملاحظه می‌شود متغیرهای L ، h و α ، پارامترهای هندسی ناشی از گوه شکست در تحلیل آزمایشگاهی و L' ، h' و α' نیز پارامترهای گوه شکست در تحلیل الاستوپلاستیکی می‌باشد که در بخش نتایج و بحث به طور مفصل مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

پس از حرکت ناگهانی دیوار، خاکریز پشت آن دچار شکست شده و گوه شکست رخ می‌دهد. لازم به توضیح است که در کلیه آزمایش‌ها پس از آماده سازی خاکریز درون فلوم آزمایشگاهی و اعمال سرعت ناگهانی برای دیوار و شکل‌گیری گوه شکست، با توجه به وضوح دید در یک طرف فلوم که از جنس شیشه بود،

مشخصات هندسی آن با استفاده از خط کش و تقاله مدرج دقیق برداشت گردید. نیروهای وارد بر گوه شکست از پارامترهای مهم در طراحی ایمن وارد بر دیوار هستند، اصولاً برای طراحی دیوار حائل، گوه شکست خاکریز را بر اساس تئوری‌های کلاسیک از جمله کولمب، رانکین و تئوری الاستوپلاستیک به دست می‌آورند. در این پژوهش پارامترهای گوه شکست به دست آمده از آزمایش‌ها و گوه به دست آمده از تئوری کلاسیک الاستوپلاستیک مقایسه گردید. برای به دست آوردن خط شکست و نیروهای وارده بر گوه تحت حرکت محرک دیوار برای دو خاکریز چسبنده و غیر چسبنده در تئوری الاستوپلاستیک روش ترسیم ارائه شده است. در نهایت با توجه به دانه‌بندی خاکریزهای مورد آزمایش و سطح شکست، تفاوت پارامترهای گوه شکست آزمایش با گوه شکست خاک با چسبندگی کم در تئوری الاستوپلاستیک مقایسه شد.

مفصل مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

پس از حرکت ناگهانی دیوار، خاکریز پشت آن دچار شکست شده و گوه شکست رخ می‌دهد. لازم به توضیح است که در کلیه آزمایش‌ها پس از آماده سازی خاکریز درون فلوم آزمایشگاهی و اعمال سرعت ناگهانی برای دیوار و شکل‌گیری گوه شکست، با توجه به وضوح دید در یک طرف فلوم که از جنس شیشه بود،



شکل ۶-نمایی از دیوار و شکل گوه شکست آزمایش و روش تحلیلی

استفاده از چکش ASTM برای ایجاد تراکم برای خاکریز با دانه بندی نشان داده شده و بر اساس اندازه دانه بندی خاکریزها مطابق شکل (۵) هرچه که خاک دارای درشت دانه بیشتر باشد، تراکم به صورت ناچیز در خاکریز ایجاد می شود و هرچه که مخلوط خاکریز به سمت خاک ریزتر پیش می رود، تراکم ایجاد شده به صورت یکنواخت تر در خاکریز ایجاد می شود. طبق جدول (۱) و شکل (۵) با ایجاد تراکم، فرورفتگی و درگیری ذرات دارای ریزدانه بیشتر و به سهولت انجام می شود و این مسئله باعث ایجاد مقاومت برشی بیشتر در خاکریز می شود.

مطابق با نتایج مندرج در جدول (۲) نتایج برداشت شده از اندازه گوه شکست برای ۹ آزمایش انجام شده در جدول (۲) نشان می دهد که هرچه زاویه اصطکاک داخلی افزایش یابد، خاکریز قسمت بیشتری از حجم خود را در حالت سکون قرار داده و گوه ایجاد شده برای حالت محرک کوچکتر می شود. در واقع در این شرایط، گوه شکست رخ داده همان طور که در شکل (۶) نشان داده شده است کوچکتر از گوه به دست آمده از روش تحلیلی خواهد بود. مطابق با جدول (۲) مشخص می شود که در مجموع با افزایش تراکم خاک مقدار پایداری خاکریز بیشتر شده و به گونه ای که برای نمونه خاک اول با بافت ماسه ای لوم پارامتر طولی گوه شکست خاکریز تا ۶۲ درصد کاهش می یابد. این در حالی است که برای نمونه (۲) و (۳) با بافت های لومی و سیلتی لوم این میزان کاهش به طور متوسط ۶۵ درصد می باشد. نتایج نشان دهنده این است که به طور متوسط مساحت گوه شکست در آزمایش ها حدود ۷۰ درصد کمتر از مساحت گوه به دست آمده از تحلیل الاستوپلاستیک است. در سری شکل های (۷) و (۸) تغییرات نسبت فشار جانبی، نیروی عکس العمل گوه شکست برای نتایج آزمایشگاهی نسبت به نتایج تحلیل الاستوپلاستیک در مقابل زاویه اصطکاک داخلی خاک آورده شده است.

نتایج و بحث

در این پژوهش پارامترهای گوه شکست خاکریزهایی با پارامترهای نشان داده شده در جدول (۲) به صورت آزمایشگاهی برای حرکت بدنه دیوار در ساحل با گوه شکست به دست آمده از روش تحلیلی کلاسیک الاستوپلاستیک مقایسه و تأثیر بافت و تراکم بر پارامترهای وارد بر گوه لغزش بررسی شد. در جدول (۲) پارامترهای هندسی نشان داده شده در شکل (۷) برای گوه شکست به دست آمده در آزمایش نشان داده شده است. ستون (۱) شماره آزمایش، ستون (۲) نوع خاکریز مورد نظر، ستون (۳) تعداد ضربه چکش ASTM، ستون (۴) وزن مخصوص خاکریز، در ستون (۵) پارامتر طولی گوه شکست خاکریز شکسته شده، L ، ستون (۶) پارامتر ارتفاعی، h ، برحسب سانتی متر و ستون (۷) پارامتر زاویه شکست، α ، برحسب درجه را بیان می کند. به طور کلی در درصد های مختلف مخلوط خاکریز افزایش درصد خاک ریزدانه باعث افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک می شود. در سه نوع خاکریز در حالت ایجاد تراکم، زاویه اصطکاک به دست آمده از آزمایش برش مستقیم برای خاکریزها، با توجه به جدول (۱) نشان می دهد، هرچه درصد خاک ریزدانه افزایش یابد زاویه اصطکاک داخلی بیشتر می شود. از طرفی هر چقدر که خاک ریزدانه مقدار درصد بیشتری از خاکریز را تشکیل دهد، با ایجاد تراکم، وزن مخصوص بیشتری حاصل شده و ذرات دارای قفل و بست بهتری می شوند. از طرفی با افزایش ایجاد تراکم هر چقدر که خاکریز دارای خاک ریزدانه بیشتری باشد، زاویه اصطکاک بیشتری در خاکریز مورد نظر حاصل می شود. بر این اساس با توجه به ارقام مندرج در جدول (۱) بیشترین زاویه اصطکاک برای خاک سیلتی-لوم با تراکم ایجاد شده توسط ۳۰ ضربه چکش ASTM به دست آمده است. با توجه به جدول (۱) اختلاف وزن مخصوص به وجود آمده با توجه به ضربه های چکش ناچیز است که این مسئله بیانگر این نکته است که

جدول ۲- اندازه های برداشت شده گوه شکست در آزمایش ها

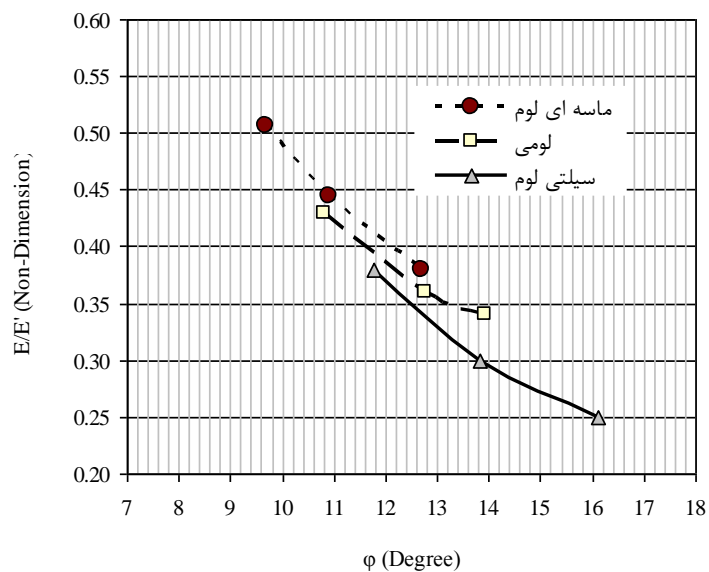
شماره آزمایش	مخلوط خاکریز مورد نظر	تعداد ضربه چکش ASTM	وزن مخصوص (gr/cm ³)	L (cm)	h (cm)	A
۱		۱۰	۱/۶۳	۱۴	۳۲	۶۷
۲	ماسه ای لومی	۲۰	۱/۶۹	۱۱	۳۰	۷۰
۳		۳۰	۱/۷۸	۸	۲۷	۷۳/۵
۴		۱۰	۱/۶۸	۱۲	۳۰	۶۸/۲
۵	لومی	۲۰	۱/۷۶	۹/۵	۲۷	۷۰/۷
۶		۳۰	۱/۹۳	۶	۲۵	۷۶/۵
۷		۱۰	۱/۷۳	۹	۲۸	۷۲/۲
۸	سیلتی لوم	۲۰	۱/۸۶	۷	۲۶	۷۴/۹
۹		۳۰	۲/۰۳	۵	۲۴	۷۸/۲

خط شکست در آزمایش ها، Q، در مقابل زاویه اصطکاک داخلی را نشان می دهد. مطابق با شکل (۸) با افزایش زاویه اصطکاک و با توجه به داده گوه شکست آزمایش در جدول (۲) نیروی عکس العمل وارد بر گوه هر نوع خاکریز دارای یک مقدار بیشترین است و برای سه بافت مورد نظر حداکثر نسبت نیروی عکس العمل آزمایش به روش تحلیلی در زاویه اصطکاک حدود ۱۰/۵ درجه برای خاکریز با بافت شنی لوم برابر ۰/۳۵ به دست می آید. از طرفی با توجه به شکل (۸) نیروی عکس العمل وارد بر خط شکست در قسمتی دارای روند افزایش و در قسمتی روند کاهشی دارد که ریشه این موضوع را می توان در رفتار الاستوپلاستیک خاک جستجو نمود. طبق رفتار الاستوپلاستیک در سطح شکست مورد نظر قبل از رسیدن به حالت حدی خاک حالتی الاستیک دارد بر این اساس ذرات خاک با یکدیگر درگیری پیدا کرده و تا رسیدن به حالت حدی مقاومت در سطح شکست افزایش یافته و نیروی عکس العمل نیز روندی افزایشی یافته و بعد از گذشتن از حالت حدی سطح شکست حالت پلاستیک پیدا کرده و ذرات خاک درگیری خود را از دست داده و نیروی عکس العمل روندی کاهشی پیدا می کند. در شکل های (۹) تغییرات نسبت پارامترهای هندسی گوه شکست حاصل از آزمایشگاه و نتایج حاصل از تحلیل الاستوپلاستیک در مقابل زاویه اصطکاک آورده شده است.

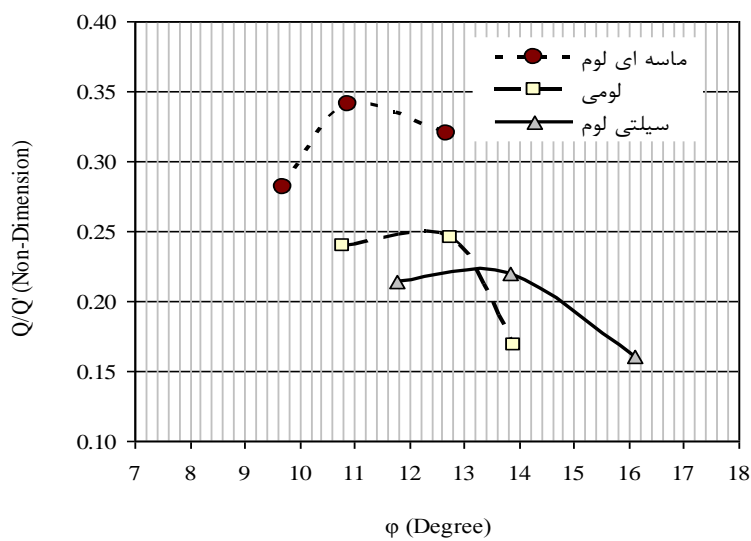
به منظور بررسی اثر پارامترهای فیزیکی و تفاوت این پارامترها با توجه به اینکه پارامترهای مورد استفاده در طراحی دیوار از بررسی تعادل حدی گوه شکست خاکریز به دست می آید، مقادیر فشار جانبی و نیروی عکس العمل وارد بر سطح شکست به دست آمده در خاکریزها مورد ارزیابی قرار گرفت. شکل (۷) نمودار نسبت مقدار نیروی فشار جانبی حاصل از گوه آزمایش، (E)، بر مقدار فشار به دست آمده از گوه شکست روش تحلیلی، (E')، در مقابل زاویه اصطکاک داخلی را نشان می دهد. بر اساس شکل (۷) با افزایش زاویه اصطکاک در هر خاک نسبت نیروی وارده بر دیوار کاهش می یابد و تفاوت نمودار سه نوع بافت متفاوت خاکریز نشان می دهد، هرچه خاکریز به سمت ریزدانه پیش می رود، نیروی فشار جانبی کمتری بر دیوار اعمال می کند. مطابق شکل (۷) فشار جانبی اعمال شده توسط خاکریز با بافت های به ترتیب ماسه ای لوم، لومی و سیلتی لوم نسبت به مقدار فشار به دست آمده از روش تحلیلی الاستوپلاستیک با توجه به زاویه اصطکاک به دست آمده از تراکم بر نوع بافت مورد نظر ۲۵، ۲۷ و ۳۶ درصد کاهش می یابد.

شکل (۸) تغییرات پارامتر بی بعد از نیروی عکس العمل بر روی سطح خط شکست گوه ای در روش تحلیلی الاستوپلاستیک، Q، و نیروی عکس العمل به وجود آمده روی

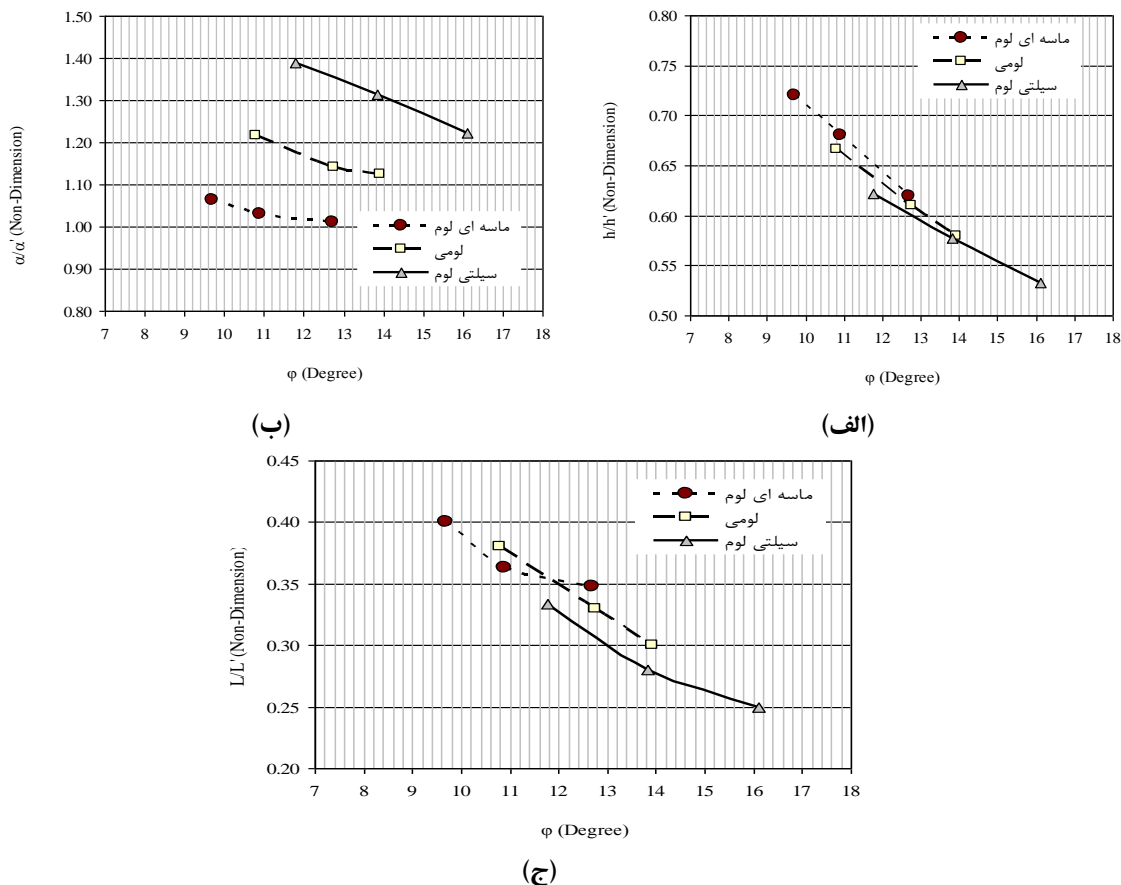
مزارعی و احدیان: اثر بافت و تراکم خاک غیر اشباع در تحلیل...



شکل ۷- نمودار تغییرات نیروی فشار جانبی برای سه نوع خاک ریز



شکل ۸- نمودار تغییرات نیروی عکس العمل وارد بر خط شکست برای سه خاک ریز



شکل ۹- تغییرات هندسی گوه شکست (الف) ارتفاع (ب) زاویه خط شکست (ج) پارامتر طولی گوه شکست در سه خاک ریز

جدول ۳- مقایسه فشار جانبی روش های مختلف

شماره آزمایش	نیرو جانبی آزمایش (KN/m)	روش سیرنیواسا (KN/m)	روش کولمب (KN/m)	نوع خاکریز
۱	۰/۵۸	۰/۵۲	۱/۱۹	ماسه‌ای لوم
۲	۰/۵۱	۰/۵۴	۱/۱۵	
۳	۰/۴۱	۰/۵۷	۱/۱۴	
۴	۰/۵۵	۰/۵۴	۱/۱۶	لومی
۵	۰/۴۸	۰/۵۶	۱/۱۲	
۶	۰/۳۸	۰/۶۲	۱/۰۹	
۷	۰/۵۱	۰/۵۵	۱/۱۴	سیلتی لوم
۸	۰/۴۶	۰/۵۹	۱/۱۰	
۹	۰/۳۵	۰/۶۵	۱/۰۸	

زاویه اصطکاک داخلی کاهش می‌یابد و نمودار سه خاکریز نشان داده شده بیان می‌کند که هرچه بافت خاک ریزتر باشد ارتفاع گوه شکست کوچک‌تر می‌شود. با توجه به شکل (الف-۹) حداکثر

شکل (الف-۹) تغییرات نسبت h/h' در دو گوه شکست تحلیلی و آزمایش در مقابل زاویه اصطکاک داخلی خاک را نشان می‌دهد. بر اساس این نمودار اندازه ارتفاع گوه شکست با افزایش

تراکم با نتایج حاصل از آزمایش بیشتر می شود. بر اساس روش ارائه شده توسط سیرنیواسا قوس شدگی خاک باعث تغییرات توزیع تنش پشت دیوار شده و روند خطی توزیع تنش را تحت تاثیر قرار می دهد بر این اساس که با افزایش تراکم درگیری بین ذرات خاک بیشتر میشود قوس شدگی ایجاد شده در خاک نیز افزایش یافته و روند توزیع تنش را تحت تاثیر قرار می دهد، به همین دلیل نتایج آزمایشگاهی به دست آمده با روش توزیع خطی نیرو با نتایج سیرنیواسا (۲۰۱۲) اختلاف پیدا می کند. جدول (۳) نشان می دهد که روش کولمب حدود ۵۰ درصد بیشتر از نتایج آزمایشگاهی نیروی فشار جانبی را تخمین می زند در حالی که نتایج روش سیرنیواسا با ضریب خطای جزئی تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد.

نتیجه گیری

هدف از انجام تحقیق حاضر، بررسی آزمایشگاهی تاثیر بافت و تراکم خاک بر پارامترهای گوه شکست در روش تحلیل الاستو پلاستیک، تحت دوران بدنه دیوار حایل طره ای در ساحل می باشد. بر اساس نتایج به دست آمده با افزایش درصد ریزدانه در خاک و افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک در حالت زهکشی شده حجم ساکن در توده خاک افزایش یافته و پایداری استاتیکی بیشتر می شود. در این حالت به طور کلی توده کمتری از گوه شکست رخ خواهد داد. با توجه به نتایج به دست آمده نیروی فشار جانبی اعمال شده توسط گوه در آزمایشها با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک کاهش می یابد و هرچه که اندازه ذرات خاک کوچکتر باشد نیروی ایجاد شده نیز کمتر خواهد شد. از طرفی نتایج نشان می دهد که با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک زاویه سطح شکست افزایش می یابد و اندازه ارتفاع گوه شکست ایجاد شده نیز کاهش می یابد. در مقایسه نتایج سه بافت متفاوت خاک می توان دریافت که در خاک با اندازه ذرات ریزتر گوه شکست کوچکتری رخ می دهد. از پارامترهای هندسی به دست آمده برای گوه شکست در ۹ آزمایش انجام شده، نمودار نیروی عکس العمل وارد بر خط شکست گوه نشان می دهد که نیروی عکس العمل در قسمتی از نمودار به صورت افزایشی است و در قسمت دیگر دارای روند کاهشی است و دارای یک مقدار بیشترین است. هرچه که بافت خاک دارای اندازه ریز بیشتر باشد بیشترین مقدار نیروی عکس العمل برای خاکریز کاهش پیدا می کند. در نهایت نتایج آزمایشگاهی در تحقیق حاضر نشان داد که گوه شکست حاصله از تحلیل الاستوپلاستیک بسیار محافظه کارانه بوده به طوری که فشار جانبی حاصل از سطح شکست را به طور متوسط برای کلیه نمونه های حاضر ۶۰ درصد بیشتر پیش بینی می کند.

پارامتر ارتفاعی برای خاکریز با بافت شنی لوم در زاویه اصطکاک داخلی خاک حدود ۹/۵ درجه نسبت $h/h' = 0.72$ رخ می دهد. در شکل (۹-ب) نیز تغییرات نسبت زاویه شکست در گوه آزمایش، α ، بر زاویه شکست گوه در تحلیل، α' ، در مقابل زاویه اصطکاک داخلی خاک نشان داده شده است. با توجه به شکل با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک نسبت زوایا برای هر خاکریز کاهش پیدا می کند و بر اساس نمودار سه خاکریز اگر بافت خاک ریزدانه تر باشد نسبت زوایا روندی افزایشی می یابد. بر اساس شکل (۹-ب) حداکثر زاویه گوه شکست برای خاک با بافت سیلتی لوم در زاویه اصطکاک حدوداً ۱۱/۵ درجه با نسبت $\alpha/\alpha' = 1.35$ رخ می دهد. در نهایت با توجه به شکل (۹-ب) برای هر نوع بافت به طور متوسط با افزایش زاویه اصطکاک نسبت α/α' حدود ۲۰ درصد کاهش می یابد. شکل (۹-ج) تغییرات نسبت پارامتر طولی گوه شکست برای آزمایشها، L ، و روش الاستوپلاستیک، L' ، در مقابل زاویه اصطکاک داخلی خاک با توجه به نوع بافت را ارائه می دهد. بر اساس شکل (۹-ج) پارامتر طولی گوه شکست کمترین مقدار را برای خاکریز با بافت سیلتی لوم در زاویه اصطکاک ۱۶ درجه دارا است. بر اساس شکل (۹-ج) پارامتر طولی با افزایش زاویه اصطکاک داخلی برای خاکریز با بافت سیلتی لوم در حدود ۳۲ درصد کاهش می یابد.

مقایسه با سایر تحقیقات

به منظور اعتبار سنجی نتایج آزمایشگاهی و به دلیل اهمیت فشار جانبی در طراحی دیوار حائل و استفاده از روش های کلاسیک برای طراحی، نتایج به دست آمده از آزمایشها با نتایج حاصل از روش کلاسیک کولمب و روش جدید ارائه شده توسط سیرنیواسا^۱ (۲۰۱۲) مورد مقایسه و تحلیل قرار گرفت. جدول (۳) نتایج فشار جانبی به دست آمده از گوه شکست در آزمایشها و روش های ذکر شده برای خاکریزهای مورد نظر را ارائه می دهد.

روش سیرنیواسا با در نظر گرفتن المان گوه شکست و بررسی قوس المان مقادیری برای ضریب فشار جانبی با توجه به زاویه اصطکاک خاک و دیوار ارائه نمود. طبق جدول (۳) نتایج روش جدید سیرنیواسا با نتایج حاصل از گوه شکست آزمایش تطابق خوبی دارد و نتایج گوه شکست آزمایش نشان دهنده این است که روش کلاسیک کولمب دارای اختلاف معناداری با نتایج حاصل از آزمایش است. روش مدرن سیرنیواسا (۲۰۱۲) با در نظر گرفتن قوس شدگی خاک در محاسبه توزیع فشار جانبی دارای دقت بیشتری در محاسبه برآیند فشار جانبی است. بر این اساس می توان گفت که روش های کلاسیک طراحی دیوار حائل با نتایج حاصل در طبیعت تطابق خوبی ندارد و می توان در طراحی دیوار حائل از روش های مدرن با دقت بالاتر بهره جست و از این رو در اکثر مواقع هزینه های احداث را به صورت قابل توجهی کاهش داد. با توجه به جدول (۳) اختلاف مقادیر روش سیرنیواسا با افزایش

منابع

- ۱- اوریبا، ا. و س. م. ابراهیمی. ۱۳۹۳. بررسی تحلیلی توزیع تنش جانبی خاک روی دیوار حائل در شرایط دوران حول بالای دیوار با استفاده از معادلات دیفرانسیل تعادل. هشتمین کنگره ملی مهندسی عمران، بابل، دانشگاه صنعتی نوشیروانی.
- ۲- داس، براجا، ام. اصول مهندسی ژئوتکنیک. ترجمه اردشیر اطمینانی. تهران: نشر کتاب دانشگاهی، چاپ پنجم، ۱۳۸۲.
- ۳- سپهر، س. اوریبا، ا. ۱۳۹۰. بررسی نحوه توزیع فشار جانبی خاک روی دیوار حائل در اثر مد جابجایی دیوار. اولین کنفرانس ملی عمران و توسعه، رشت، دانشگاه آزاد اسلامی واحد لشت نشا.
- ۴- سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور. ۱۳۸۴. راهنمایی طراحی دیوار حایل. نشریه ۳۰۸ استاندارد مهندسی آب.
- ۵- موحدی فر، م. بلوری بزاز، ج. جعفری. م. ک. ۱۳۸۹. تاثیر میزان دوران دیواره های حایل بر فشار وارد بر دیوارها. پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، مشهد، دانشگاه فردوسی مشهد.
- 6- Bowles, J. 1994. Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill Companies, 5th, pp: 648.
- 7- Chen, L. 2014. Active earth pressure of retaining wall considering wall movement. European Journal of Environmental and Civil Engineering. 18 (8):910-926.
- 8- Dalvi, R. S. and Kulkarni, R. S. 2013. Effect of Arching on Passive Earth Pressure. International Journal on Mechanical Engineering and Robotics, 1:1-8.
- 9- Fang, Y.S., Chen, T. J., and Wu, B. F. 1994. Passive earth pressure with various wall movements. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120 (8): 1307-1323.
- 10-Fang, Y. S., Ho, Y. C. and Chen T. J. 2002. Passive earth pressure with critical state concept. Journal of Geotechnical and Geo-Environmental Engineering, 128: 651-659.
- 11-Jaky, J. 1948. Minimum value of earth pressure. Proceeding of 2nd international Conferences on Soil Mechanics Foundation Engineering, Rotterdam.
- 12-Liu, Q. F. 2014. Lateral Earth Pressures Acting on Circular Retaining Walls. International Journal of Geo-Mechanics, ASCE, 14(3): 1-12.
- 13-Mei, G. M. G., Chen, Q. C. Q., and Song, L. S. L. 2009. Model for predicting displacement dependent lateral earth pressure. Canadian Geotechnical Journal, 46: 969-975.
- 14-Niedostatkiwicz, M., Lesniewska, D., and Tejchman, J. 2011. Experimental analysis of shear zone patterns in cohesionless for earth pressure problems using particle image velocimetry. An International Journal of Experimental Mechanics-Strain, 47:218-231.
- 15-Rao, P., Chen, Q., Zhou, Y., Nimbalkar, S., Chiaro, G. 2015. Determination of Active Earth Pressure on Rigid Retaining Wall Considering Arching Effect in Cohesive Backfill Soil. International Journal of Geomechanics, ASCE, 16(3): 1-9.
- 16-Spangler, M. G., and Handy, R. L. 1984. Soil engineering, Harper & Row, New York.
- 17-Subhra G (2006) Studies on some behavior in soil structure interaction problem. M-Tech thesis, Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Kanpur
- 18-Shu-Quan, P. Xi-Bing, L., Ling, F. and Ai-hua, L. 2012. A general method to calculate passive earth pressure on rigid retaining wall for all displacement modes, Journal of Transaction of Nonferrous Metals Society of China 22:1526-1532.

مزارعی و احدیان: اثر بافت و تراکم خاک غیر اشباع در تحلیل...

- 19-Srinivasa S. nadukuru, S. M. and Radoslaw L. Michalowski, F. 2012. Arching in Distribution of Active Load on Retaining Walls. Journal of Geotechnical and Geo-Environmental Engineering, ASCE, 138(5): 575-584.

EXTENDED ABSTRACT

Effect of Unsaturated Soil texture and Compaction in Experimental Analysis and River Retaining Wall Failure Wedge Elastoplasticity

H. Mazarei¹ and J. Ahadiyan^{2*}

- 1- M.Sc Student of Water Structures, Faculty of Water Sciences Engineering, Shahid Chamran University of Ahvaz, Iran.
 2* - Corresponding Author, Associate Professor Faculty of Water Sciences Engineering, Shahid Chamran University of Ahvaz, Iran. (*a_ahadiyan@yahoo.com*)

Received: 12 March 2016

Accepted: 23 October 2016

Keywords: Texture, Compaction, Analysis of Elasto-plastic, Body of Cantilever Retaining Wall.

Introduction

Usually protective structures are often used in coastal area and river or sea sides. In most cases, these structures are retaining walls which used to prevent the river sides erosion. Due to the contact of structures with the local soil, the study of soil interaction with structures and lateral pressure of soil is very important. Hence, the effect of particle size and compaction of backfill behind the wall is studied as an elastic analysis of wedge of body motion cantilever retaining wall in this article.

Materials and methods

To achieve the purposes of this research, effect of physical characteristics of soil has been investigated on wedge failure properties. So, an experimental model of cantilever retaining wall was built, and various tests were performed. Moreover, the obtained results were compared with drawing solution of elasto-plastic equation. The different scenarios of experiments are included of three particle sizes of soil which increases the fine particles percentage in each scenario. Three particle size distributions of the mixed soil samples 1 (fine clay) soils and 2 (sandy soil) in percentages, respectively (30% Sample 1 and 70% Sample 2), (20% Sample 1 and 80% 2 and 10% 1 and 90% Sample 2) with sandy loam, loam, silt loam texture, were in order. In each sample prepared with the standard hammer blow on 10, 20, and 30 was created at the soil surface. In all the experiments, soil geo-mechanical properties, shear strength, compaction, physical parameters, and geometric characteristics of the wedge includes refractive angle to the horizontal, during the height of the wedge and the wedge was measured.

Results

In this research the geometric parameters of failure wedge were measured for each experiment and then these characteristics were compared to elasto-plastic classic method. However, in all of them effect of texture and relative density of soil on sliding wedge were investigated. The measured geometric parameters are such as longitudinal parameter, height parameter, and failure angle of wedge. The results of standard geotechnical tests showed that the angle of internal friction increases by increasing of the fine particles percentage. In addition, we obtained a higher relative compaction with more percentage of fine particles. Hence, the compacted Silty loam soil with 30 ASTM hammer impact had the maximum internal friction angle. Findings showed that more volume of embankment were at rest by increasing of the soil internal friction angle. In this case, the failure wedge decreases in active force condition and real failure wedge is smaller than the analytical calculations. Generally, by increasing of the soil compaction, the stability of the embankment is increased and so that for the first soil sample, with a sandy loam texture, the longitudinal parameter of the failure wedge decreases to 62 percent.

While, for samples 2 and 3 with loam and Silty loam texture, this reduction is an average up to 65 percent. Fig. 1 showed the variation of the relative lateral pressure and the experimental reaction force to elasto-plastic analysis against the internal friction angle.

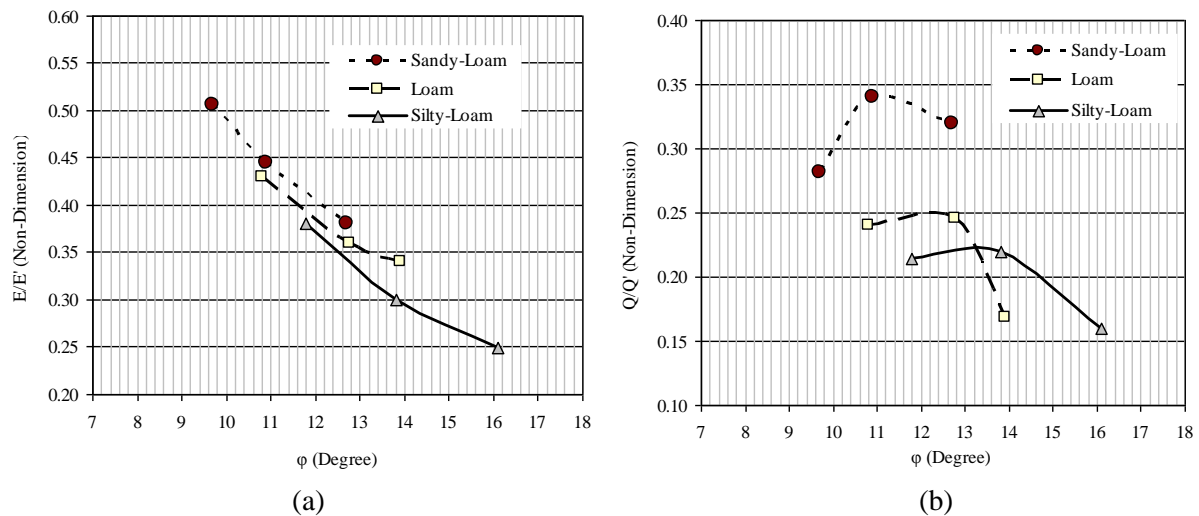


Figure1- (a) various of relative lateral pressure and (b) relative reaction force versus internal friction angle

The results of Fig. 1 have been obtained with limit equilibrium theory for failure surface of soil. In this theory the governing forces on failure wedge are lateral pressure and reaction forces, respectively. The experimental lateral pressure and elasto-plastic analytical pressure forces are presented with E and E' , respectively. Fig (1-a) showed that the lower lateral pressure was occurred with finer particle size soils. In addition, in Fig (1-b) were observed the maximum ration of experimental reaction force, Q , to elasto-plastic analytical reaction force, Q' , is 0.35 for Sandy loam texture of soil. The elasto-plastic behavior of soil results in elastic displacement up to a maximum amount and finally this is a plastic deformation. Hence, the soil resistance against to failure surface increases and the reaction force has increased. After passing through the failure state the plastic behavior is started and soil particles lose their conflict and the reaction force is reduced. The results showed that by increasing of the fine-grained soil percentage and consequently weight gain for backfill lateral resistance increases. Also, higher compaction, smaller wedge in the soil mass. The height of the wedge and the maximum angle of failure surface arrange with loam silt in backfill in the ratio of $h/h' = 0.53$ and $\alpha/\alpha' = 1.4$ occurs. The results showed a maximum lateral force and the reaction force on the failure surface, respectively, in the ratio of $E/E' = 0.52$ and $Q/Q' = 0.34$ on-loamy sandy soil occurs. Also, according to the results of the failure, surface angle is also experiencing an increase and the highest value occurs in Silty-loam soil. Finally, the results of the research in the laboratory showed that the wedge failure resulted from the elasto-plastic analysis is very conservative, that predicts the lateral pressure resulting from the failure surface 60 percent averagely for all the present samples..