

تعیین عمق مؤثر نفوذ ستون سنگی در شیب‌های خاکی با استفاده از روش‌های عددی و آزمایشگاهی

محمد حاجی‌عزیزی^{۱*} و مسعود نصیری^۲

^۱ دانشیار مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه

^۲ دانشجوی دکتری مهندسی عمران - ژئوتکنیک، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه

(دریافت: ۹۵/۶/۴، پذیرش: ۹۶/۳/۱۳، نشر آنلاین: ۹۶/۳/۱۴)

چکیده

پایداری شیب‌های خاکی یکی از مسائل مهمی است که در کانون توجه مهندسين ژئوتکنیک قرار دارد. یکی از روش‌های متداول و مناسب برای مسلح کردن شیروانی‌های خاکی استفاده از ستون‌های سنگی است. استفاده از روش‌های عددی و تحلیلی در پایداری شیب‌های خاکی به کمک ستون سنگی، از جمله روش‌های متداولی است که توسط محققین مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. پایداری شیب‌های خاکی در اثر عوامل مختلف مانند نیروهای زلزله، تغییر تراز سطح آب زیر زمینی، خاکریزی در بالادست شیب و یا خاکبرداری از پایین دست شیب، تهدید می‌گردد که همگی این عوامل سبب افزایش نیروهای محرک شده و در نهایت ناپایداری در شیب خاکی پدیدار می‌گردد. هدف از انجام این پژوهش، مطالعه عددی و آزمایشگاهی بررسی عملکرد ستون سنگی و میزان عمق نفوذ مؤثر آن در لایه متراکم، در شیب‌های خاکی دولایه ماسه‌ای است. در این پژوهش با استفاده از ساخت مدل شیروانی ماسه‌ای و اشباع آن به کمک بارش و سپس اعمال بارگذاری، عمق مناسب نفوذ ستون سنگی در لایه متراکم به دست آمده است که به عنوان نوآوری کار مطرح می‌گردد. نتایج حاصل از آزمایشگاه به روش تفاضل محدود سه بعدی (FLAC^{3D}) نیز مورد تأیید قرار گرفته‌اند. همچنین نتایج مدل‌سازی‌های آزمایشگاهی و تحلیل‌های عددی نشان داده‌اند که وجود ستون سنگی در وسط شیب ماسه‌ای دو لایه تأثیر چشمگیری در افزایش پایداری شیروانی مسلح دارد.

کلیدواژه‌ها: شیروانی خاکی، ستون سنگی، خاک دو لایه، پایداری، عمق نفوذ مؤثر.

۱- مقدمه

افزایش یابد. در این بین خاک‌برداری بالادست شیب یا خاکریزی پایین دست شیب و یا تغییر زاویه شیب جزء روش‌های اولیه و مؤثر در زمینه پایداری و تثبیت شیب‌ها می‌باشند. استفاده از ستون‌های سنگی به عنوان یکی از روش‌های پایداری و افزایش ضریب اطمینان شیروانی‌های خاکی مطرح می‌شود که علاوه بر سادگی و راحتی اجرای آن در شیب‌های پرخطر، از نظر اقتصادی نیز نسبت به سایر روش‌های اجرایی، مقرون به صرفه می‌باشد. از جمله مزایای ستون سنگی می‌توان به افزایش ظرفیت باربری، کاهش نشست، افزایش مقاومت برشی، کنترل روانگرایی و زهکشی اشاره کرد.

ستون سنگی نخستین بار در فرانسه و در سال ۱۸۳۰ اجرا شده است (Dheerendra و همکاران، ۲۰۱۳). تکنیک ستون سنگی در کشورهای اروپایی از اوایل دهه ۱۹۶۰ میلادی مورد استفاده قرار گرفت و پس از آن به صورت گسترده در سراسر جهان به کار گرفته

مسائل مربوط به پایداری شیب‌های خاکی در سالیان اخیر به علت تقاضای رو به رشد برای شیب‌های خاکریزی و خاکبرداری شده که محل ساخت و ساز پروژه‌های عمرانی می‌باشد، نیاز به درک بیشتر موضوعات مرتبط با آن را بیش از پیش افزایش داده است. روش‌های پایداری به طور کلی به سه دسته تجربی، عددی و یا تحلیلی تقسیم می‌شوند و پژوهشگران متعددی با استفاده از روش‌های گفته شده به بررسی و مطالعه تثبیت شیب‌های خاکی پرداخته‌اند. روش‌های پایداری شامل تکنیک‌های ویژه‌ای است که باید به خوبی شناخته شده و به صورت واقعی و عملی نیز قابل مدل‌سازی باشند (Abramson و همکاران، ۲۰۰۲). پایداری شیب‌ها می‌تواند با روش‌های متعددی از جمله تغییر هندسه سطح شیب، استفاده از مسلح کننده‌های خاک یا نصب سازه‌های تقویتی مانند ستون سنگی

* نویسنده مسئول؛ ۰۸۳-۳۴۲۸۳۲۶۴

شد (Priebe, ۱۹۹۵؛ Han و Ye ۲۰۰۱). ستون‌های سنگی تحت بارهای فشاری به شکل‌های مختلفی دچار گسیختگی می‌شوند، که از جمله این موارد می‌توان به انبساط جانبی ستون (شکم دادگی)^۱ (Hughes و Withers، ۱۹۷۴؛ Hughes و همکاران، ۱۹۷۵)، گسیختگی برشی کلی (Madhav و Vitkar، ۱۹۷۸) و لغزش (Aboshi و همکاران، ۱۹۷۹) اشاره کرد. ستون‌های سنگی در محدوده وسیعی از خاک‌های چسبنده نرم تا سخت و در خاک‌های ماسه سیلنتی قابل استفاده می‌باشند (Barksdale و Bachus، ۱۹۸۳). ستون سنگی در خاک‌های نرم شبیه شمع عمل می‌کند، جز این که به سر شمع، اتصالات سازه‌ای و نفوذ عمیق در لایه‌های مترکم‌تر نیازی ندارد؛ همچنین ستون‌های سنگی نسبت به شمع قابلیت فشردگی بیشتری را دارا می‌باشند (Mitchell، ۱۹۸۱). تحت شرایط بارگذاری، ستون‌های سنگی با شکم‌دادگی در لایه‌های زیرین تغییر شکل می‌دهند و تنش‌ها را در بخش‌های بالایی پروفیل خاک توزیع می‌کنند و برای خاک پوششی به منظور حفاظت از آن ایجاد می‌کنند (Bergado و همکاران، ۱۹۹۴). ستون‌های سنگی، ظرفیت باربری خود را از فشار محصورکنندگی خاک اطراف می‌گیرند (Greenwood، ۱۹۷۰؛ Hughes و همکاران، ۱۹۷۵؛ Barksdale و Bachus، ۱۹۸۳). همکاران (۱۹۷۸)، تأثیر سختی ستون سنگی را روی رفتار تغییر شکل بار مورد مطالعه قرار دادند. Munfakh (۱۹۸۴) و Han و Ye (۲۰۰۲)، نشان دادند که نرخ تحکیم با ستون‌های سنگی افزایش می‌یابد و از فشار روی خاک اطراف هم کاسته می‌شود. محققین بسیاری تأثیر ستون‌های سنگی را در زمینه مطالعات صحرایی بررسی کرده‌اند و کارایی این شیوه را در خاک‌های مسلح شده به اثبات رسانده‌اند (Connor و Gorski، ۲۰۰۰؛ Kumar، ۲۰۰۱؛ Heitz و همکاران، ۲۰۰۵). راه‌حل‌های آزمایشگاهی و تئوری به منظور تخمین ظرفیت باربری و رفتار نشست خاک مسلح با استفاده از ستون‌های سنگی توسط پژوهشگران متعددی مطالعه شده است که از جمله این تحقیقات می‌توان به (Priebe، ۱۹۹۵؛ Poorooshasb و Meyerhof، ۱۹۹۶؛ Kirsch و Greenwood، ۱۹۸۴؛ Guetif و همکاران، ۲۰۰۷؛ Black و همکاران، ۲۰۰۷؛ Ambily و Gandhi، ۲۰۰۷) اشاره کرد. ستون‌های سنگی سبب افزایش ظرفیت باربری (Murugesan و Rajagopal، ۲۰۰۶؛ Ambily و Gandhi، ۲۰۰۷)، کاهش نرخ نشست کلی و نسبی (Pande و Lee، ۱۹۹۸؛ Tan و Khine، ۲۰۰۵)، کاهش پتانسیل روانگرایی (Han و Ye، ۲۰۰۲؛ Adalier و همکاران، ۲۰۰۳)، بهبود پایداری شیب‌های خاکی (Christoulas و همکاران، ۱۹۹۷؛ Connor و Gorski، ۲۰۰۰؛ Kirsch و Sondermann، ۲۰۰۳) و تحمل بیشتر تنش‌های برشی می‌شوند (Miura و Madhav،

۱۹۹۴). Gandhi و Ambily (۲۰۰۷) با مطالعه آزمایشگاهی و تحلیل عددی دریافتند که علت اصلی بهبود خاک مسلح شده با ستون سنگی، سختی بالاتر ستون سنگی نسبت به خاک اطرافش می‌باشد. از ستون‌های سنگی، شمع‌های ماسه‌ای و ستون‌های اختلاط در عمق به صورت گسترده‌ای برای حل مشکلات پایداری شیب‌های عمیق استفاده شده است (Hughes و Withers، ۱۹۷۴؛ McKenna و همکاران، ۱۹۷۵؛ Rathgeb و Kutzner، ۱۹۷۵؛ Madhav و Vitkar، ۱۹۷۸؛ Christoulas و همکاران، ۱۹۹۷؛ Datye و Nagaraju، ۱۹۸۱؛ Bergado و همکاران، ۱۹۸۸؛ Bergado و همکاران، ۱۹۹۰؛ Cooper و Rose، ۱۹۹۹). Bergado و همکاران (۱۹۹۰) با مطالعات صحرایی دریافتند که ستون‌های سنگی ضریب اطمینان شیروانی‌ها را تا ۲۵٪ افزایش می‌دهند. نتایج کار آن‌ها نشان می‌دهد که عملکرد ستون سنگی علاوه بر ایجاد شرایط زهکشی، نقش مسلح کردن خاکریز را هم عهده‌دار می‌باشد. Vekli و همکاران (۲۰۱۲) تأثیر ستون روی پایداری شیب را به صورت آزمایشگاهی بررسی کرده‌اند، نتایج تحقیقات آنان نشان داد که ستون‌های سنگی ظرفیت باربری شیب را ۱/۲۵ تا ۱/۷۱ برابر نسبت به شیروانی غیر مسلح افزایش می‌دهند. از ستون‌های سنگی همچنین می‌توان برای پایداری و جلوگیری از زمین لغزش استفاده کرد (Aboshi و همکاران، ۱۹۷۹). پایدار سازی شیروانی‌های اطراف بزرگراه‌های آلاسکا، کالیفرنیا، فلوریدا، آیووا، کنتاکی، می‌سی‌سی‌پی، نیویورک، تگزاس، داکوتای جنوبی، ویرجینیا و ویسکونسین به کمک ستون‌های سنگی انجام شده است (Xanthakos و همکاران، ۱۹۹۴). نتایج تحقیقات بدو و دیلمقاتی (۱۳۹۳) در ارزیابی پایداری خاکریز میان‌گذر دریاچه ارومیه نشان می‌دهد اکثر گسیختگی‌های خاکریز به صورت موضعی و در شیروانی خاکریز می‌باشند.

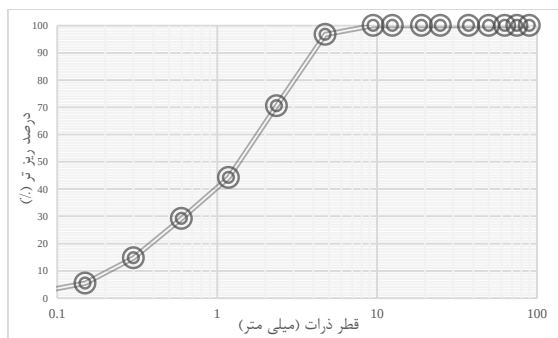
Abusharar و Han (۲۰۱۱)، با تحلیل دو بعدی اثر ستون سنگی بر روی شیروانی خاکی پارامترهای متفاوتی از قبیل فاصله ستون‌ها، زاویه اصطکاک، چسبندگی، اثر آب، ارتفاع خاکریز و ضخامت ستون را بررسی کردند. نتایج تحقیقات عامل سخی و منفای که به مطالعه و بررسی اثر تسلیح شیب خاکی لایه‌ای با مسلح کننده پرداخته‌اند نشان می‌دهد که طول لازم برای مسلح کننده در حالتی که لایه ضعیف روی لایه قوی قرار دارد، در دو حالت استاتیکی و شبه استاتیکی تقریباً یکسان است (عامل سخی و منفای، ۱۳۹۲).

Shivashankar و همکاران (۲۰۱۱)، با مطالعه آزمایشگاهی روی خاک دو لایه به این نتیجه رسیدند که در صورتی که لایه زیرین مترکم‌تر باشد، اثر ستون سنگی بسیار چشمگیر خواهد بود. در چنین خاک‌هایی، عملکرد ستون سنگی به طور چشمگیری به ضخامت لایه ضعیف‌تر فوقانی بستگی دارد و هر چقدر که ضخامت این لایه بیشتر باشد، توانایی ستون سنگی کاهش می‌یابد. Samanta و Mohanty

شد (Priebe, ۱۹۹۵؛ Han و Ye ۲۰۰۱). ستون‌های سنگی تحت بارهای فشاری به شکل‌های مختلفی دچار گسیختگی می‌شوند، که از جمله این موارد می‌توان به انبساط جانبی ستون (شکم دادگی)^۱ (Hughes و Withers، ۱۹۷۴؛ Hughes و همکاران، ۱۹۷۵)، گسیختگی برشی کلی (Madhav و Vitkar، ۱۹۷۸) و لغزش (Aboshi و همکاران، ۱۹۷۹) اشاره کرد. ستون‌های سنگی در محدوده وسیعی از خاک‌های چسبنده نرم تا سخت و در خاک‌های ماسه سیلنتی قابل استفاده می‌باشند (Barksdale و Bachus، ۱۹۸۳). ستون سنگی در خاک‌های نرم شبیه شمع عمل می‌کند، جز این که به سر شمع، اتصالات سازه‌ای و نفوذ عمیق در لایه‌های مترکم‌تر نیازی ندارد؛ همچنین ستون‌های سنگی نسبت به شمع قابلیت فشردگی بیشتری را دارا می‌باشند (Mitchell، ۱۹۸۱). تحت شرایط بارگذاری، ستون‌های سنگی با شکم‌دادگی در لایه‌های زیرین تغییر شکل می‌دهند و تنش‌ها را در بخش‌های بالایی پروفیل خاک توزیع می‌کنند و برای خاک پوششی به منظور حفاظت از آن ایجاد می‌کنند (Bergado و همکاران، ۱۹۹۴). ستون‌های سنگی، ظرفیت باربری خود را از فشار محصورکنندگی خاک اطراف می‌گیرند (Greenwood، ۱۹۷۰؛ Hughes و همکاران، ۱۹۷۵؛ Barksdale و Bachus، ۱۹۸۳). همکاران (۱۹۷۸)، تأثیر سختی ستون سنگی را روی رفتار تغییر شکل بار مورد مطالعه قرار دادند. Munfakh (۱۹۸۴) و Han و Ye (۲۰۰۲)، نشان دادند که نرخ تحکیم با ستون‌های سنگی افزایش می‌یابد و از فشار روی خاک اطراف هم کاسته می‌شود. محققین بسیاری تأثیر ستون‌های سنگی را در زمینه مطالعات صحرایی بررسی کرده‌اند و کارایی این شیوه را در خاک‌های مسلح شده به اثبات رسانده‌اند (Connor و Gorski، ۲۰۰۰؛ Kumar، ۲۰۰۱؛ Heitz و همکاران، ۲۰۰۵). راه‌حل‌های آزمایشگاهی و تئوری به منظور تخمین ظرفیت باربری و رفتار نشست خاک مسلح با استفاده از ستون‌های سنگی توسط پژوهشگران متعددی مطالعه شده است که از جمله این تحقیقات می‌توان به (Priebe، ۱۹۹۵؛ Poorooshasb و Meyerhof، ۱۹۹۶؛ Kirsch و Greenwood، ۱۹۸۴؛ Guetif و همکاران، ۲۰۰۷؛ Black و همکاران، ۲۰۰۷؛ Ambily و Gandhi، ۲۰۰۷) اشاره کرد. ستون‌های سنگی سبب افزایش ظرفیت باربری (Murugesan و Rajagopal، ۲۰۰۶؛ Ambily و Gandhi، ۲۰۰۷)، کاهش نرخ نشست کلی و نسبی (Pande و Lee، ۱۹۹۸؛ Tan و Khine، ۲۰۰۵)، کاهش پتانسیل روانگرایی (Han و Ye، ۲۰۰۲؛ Adalier و همکاران، ۲۰۰۳)، بهبود پایداری شیب‌های خاکی (Christoulas و همکاران، ۱۹۹۷؛ Connor و Gorski، ۲۰۰۰؛ Kirsch و Sondermann، ۲۰۰۳) و تحمل بیشتر تنش‌های برشی می‌شوند (Miura و Madhav،

جدول ۱- مشخصات ماسه

وزن مخصوص لایه اول (حالت خشک)	۱۸ کیلونیوتن بر مترمکعب
وزن مخصوص لایه اول (حالت اشباع)	۲۰ کیلونیوتن بر مترمکعب
وزن مخصوص لایه دوم (حالت خشک)	۱۶ کیلونیوتن بر مترمکعب
وزن مخصوص لایه دوم (حالت اشباع)	۱۸ کیلونیوتن بر مترمکعب
زاویه اصطکاک داخلی لایه اول (حالت خشک)	۴۳ درجه
زاویه اصطکاک داخلی لایه اول (حالت اشباع)	۳۹ درجه
زاویه اصطکاک داخلی لایه دوم (حالت خشک)	۴۰ درجه
زاویه اصطکاک داخلی لایه دوم (حالت اشباع)	۳۶ درجه
چسبندگی	۰
مدول الاستیسیته	۳۰ مگاپاسکال
چگالی ویژه	۲/۶۵
نسبت پواسن	۰/۳
حداکثر نسبت تخلخل	۰/۶
حداقل نسبت تخلخل	۰/۳
دانسیته نسبی لایه اول	۰/۴۳
دانسیته نسبی لایه دوم	۰/۹۱



شکل ۳- نمودار دانه بندی ماسه

۳-۲- شن

مصلح ستون سنگی در شکل (۴) نشان داده شده است. با آزمایش برش مستقیم پارامترهای مقاومتی شن مطابق جدول (۲) به دست آمد. برای ساخت ستون سنگی، غلافی پلاستیکی به قطر ۳/۶ سانتی متر (برای حذف اثر شعاع تأثیر با توجه به محدودیت عرض جعبه این قطر انتخاب شد، تا فاصله ستون از جداره ها ۵ برابر شعاع ستون باشد و اثر جداره های جعبه بر ستون سنگی از بین برود) مورد استفاده قرار گرفت که پیش از ساخت مدل، آن را در محل مورد نظر قرار داده است.

جدول ۲- مشخصات شن

وزن مخصوص (حالت خشک)	۱۷ کیلونیوتن بر مترمکعب
وزن مخصوص (حالت اشباع)	۱۹ کیلونیوتن بر مترمکعب
زاویه اصطکاک داخلی (حالت خشک)	۴۱ درجه
زاویه اصطکاک داخلی (حالت اشباع)	۳۷ درجه
چسبندگی	۰
مدول الاستیسیته	۱۰۰ مگاپاسکال
چگالی ویژه	۲/۶۰
نسبت پواسن	۰/۲

(۲۰۱۵)، با آزمایش بر روی ستون های سنگی در خاک لایه ای نشان دادند که رفتار ستون های سنگی در چنین خاک های غیر همگنی به طور چشمگیری وابسته به لایه بالایی خاک است و شرایط خاک فوقانی تعیین کننده وضعیت رفتاری ستون سنگی می باشد.

هدف از این مقاله، بررسی عملکرد ستون سنگی در شیب های خاکی دو لایه و عمق نفوذ مؤثر ستون سنگی در لایه متراکم با استفاده از روش های عددی سه بعدی و آزمایشگاهی می باشد. در این پژوهش از ستون سنگی در شیبی دو لایه با تراکم های متفاوت استفاده شده است. این کار به کمک ساخت مدل شیب ماسه ای و اشباع آن به کمک بارش و سپس اعمال بارگذاری صورت گرفته است.

۲- تجهیزات آزمایشگاهی

۲-۱- جعبه آزمایش

مطابق شکل (۱)، این جعبه شامل چهار قسمت می باشد که عبارتند از: قسمت تأمین آب، قسمت میانی (محل ساخت مدل)، قسمت خروجی (زهکشی) آب و تابلوهای پیزومتر (برای اطمینان از اشباع شدن شيروانی). ابعاد جعبه آزمایش به صورت زیر است: طول، ۱۴۲ سانتی متر- ارتفاع، ۷۰ سانتی متر - عرض، ۱۸ سانتی متر.



شکل ۱- جعبه آزمایش

۲-۲- ماسه

شکل (۲) نمونه ماسه به کار رفته در مدل سازی را نشان می دهد. به کمک آزمایش برش مستقیم پارامترهای مقاومتی ماسه در حالت خشک و اشباع به دست آمده است (جدول (۱)). منحنی دانه بندی ماسه در شکل (۳) آورده شده است (مقدار ریزدانه این ماسه ۰/۲۸۵ درصد بوده است).



شکل ۲- ماسه مورد استفاده در ساخت شیروانی

میزان نفوذ ستون در لایه متراکم‌تر زیرین ۱، ۲، ۳ و ۴ برابر قطر ستون بوده است که مقدار ۳ برابر قطر ستون بیشترین مقدار بار را برای گسیختگی شیب لازم داشته است. تحلیل‌های عددی نیز برای مقدار ۳ برابر قطر ستون، بیشترین مقدار ضریب اطمینان را به دست داده‌اند.

۷- لایه‌های ماسه به صورت دو لایه‌ای اجرا شده‌اند که لایه زیرین دارای ۱۵ سانتی‌متر ضخامت می‌باشد و لایه فوقانی دارای ۳۰ سانتی‌متر ضخامت است و وزن مخصوص خشک در لایه زیرین ۱۸ کیلونیوتن بر متر مکعب و در لایه بالایی برابر ۱۶ کیلونیوتن بر متر مکعب می‌باشد. همچنین مقدار وزن مخصوص ستون سنگی در شیب مسلح، ۱۷ کیلونیوتن بر متر مکعب می‌باشد.

۸- روش تراکم مصالح در جعبه این گونه بوده است که ابتدا جعبه آزمایش را به صورت شطرنجی خط‌کشی کرده، سپس با توجه به حجم هر بلوک، وزن لازم برای رسیدن به وزن مخصوص مورد نظر در هر لایه توسط ترازو اندازه‌گیری می‌شود. سپس این مقدار ماسه آماده شده را در بلوک مورد نظر ریخته و تراکم انجام می‌شود تا حجم بلوک کاملاً پُر شود. برای اطمینان از صحت وزن مخصوص به دست آمده در حین ایجاد تراکم برای ماسه، پیش از انجام آزمایش ظرفی را در یکی از بلوک‌های مشخص شده قرار داده، پس از تکمیل عملیات کوبش، ظرف وزن می‌شود و با توجه به حجم آن، به راحتی وزن مخصوص ماسه موجود در آن به دست می‌آید، که نتیجه حاصل شده تطابق بسیار مناسبی با میزان مورد انتظار دارد، به گونه‌ای که برای لایه زیرین که دارای وزن مخصوص ۱۸ کیلونیوتن بر متر مکعب بوده، وزن مخصوص به دست آمده از داخل ظرف ۱۷/۹۷ کیلونیوتن بر متر مکعب به دست آمده است. این مورد چندین بار و در موقعیت‌های مختلف مورد بررسی و تایید قرار گرفت. در شکل (۵) نمونه‌ای از فرآیند کار نشان داده شده است.



شکل ۵- قرارگیری ظرف در بلوک و تراکم ماسه

۳-۱- شیروانی غیر مسلح

هندس این شیب در شکل (۶) نشان داده شده است. پس از ساخت شیروانی غیر مسلح و ریختن لایه نازک دوغاب روی سطح



شکل ۴- شن مورد استفاده در ساخت ستون سنگی

در حین ساخت مدل در هر مرحله با توجه به میزان وزن مخصوص ستون، شن مورد نیاز درون آن ریخته شده و متراکم می‌گردد. دانه‌بندی شن به گونه‌ای است که از الک شماره ۱/۲۹ سانتی (۰/۵ اینچ) عبور کرده و بر روی الک شماره ۴ باقی‌مانده باشند.

۳-۲- آزمایش‌های انجام شده

به منظور بررسی اثر ستون سنگی و عمق نفوذ مؤثر آن در لایه متراکم در شیب خاکی دو لایه، دو نوع مدل ساخته و مورد مطالعه قرار گرفت، مدل اول شامل شیروانی خاکی غیر مسلح و سپس انجام عملیات بارش و اشباع می‌باشد و مدل دوم شامل شیروانی مسلح به کمک ستون سنگی در وسط شیروانی (به عنوان موقعیت بهینه قرارگیری آن) و انجام عملیات بارش و اشباع نمونه می‌باشد. مشخصات و شرایطی که در زیر ارائه می‌شود برای هر دو مدل مشابه و یکسان می‌باشند.

۱- برای از بین بردن اثر اصطکاک جداره‌های جعبه، پیش از شروع کار آن‌ها را به روغن آغشته کرده تا اصطکاک آن با ماسه تا حد ممکن از بین برود.

۲- طول تاج شیروانی در هر دو مدل ۳۰ سانتی‌متر بوده است و زاویه شیروانی هم با توجه به زاویه اصطکاک داخلی ماسه خشک (۴۰ درجه) ۳۶ درجه است. ارتفاع شیب ۳۰ سانتی‌متر است و ارتفاع کلی مدل ساخته شده ۴۵ سانتی‌متر می‌باشد.

۳- پس از ساخت مدل، به منظور جلوگیری از آب شستگی سطح شیروانی از یک لایه نازک دوغاب سیمان روی سطح شیب استفاده شده است.

۴- اشباع کردن مدل به کمک بارش مصنوعی صورت گرفته است و سرعت بارش هم حدود ۲ لیتر بر دقیقه بوده است.

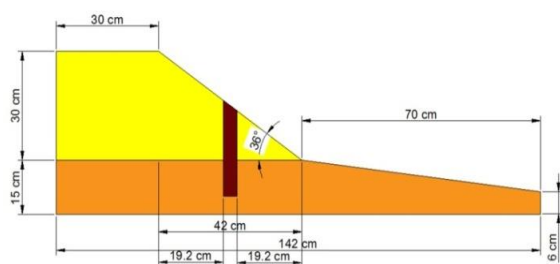
۵- عملیات زهکشی و خروج آب مخزن از طریق قسمت پایین دست جعبه آزمایش انجام می‌شود.

۶- در شیروانی مسلح، انتهای ستون سنگی به اندازه ۵ سانتی‌متر (حدود ۱/۴ برابر قطر ستون) از کف جعبه فاصله دارد. این کار برای بر طرف کردن گیرداری در کف انجام شده است. همچنین

این موضوع که ترک، در وسط شیروانی ایجاد شده است خود اثباتی بر این مدعا است که موقعیت بهینه قرارگیری ستون سنگی در وسط شیروانی است، چرا که بیشترین تغییر مکان ایجاد شده در وسط شیب می باشد و در نتیجه بهترین محل قرارگیری مسلح کننده همین محل است تا از ایجاد این تغییر مکان ها جلوگیری به عمل آید.

۳-۲- شیروانی مسلح با ستون سنگی

با توجه به تحقیقات گذشته Ugai و Cai، ۲۰۰۰؛ حاجی عزیزی و نصیری، ۱۳۹۶؛ Hajiazizi و همکاران، ۲۰۱۸؛ Hajiazizi و Nasiri، ۲۰۱۸) و نکاتی که در بخش قبل اشاره شد، موقعیت بهینه قرارگیری ستون سنگی در وسط شیروانی می باشد. به همین دلیل برای انجام آزمایش در شیروانی مسلح، ستون سنگی در وسط شیروانی قرار داده شد. برای این کار ابتدا جداره های داخلی و خارجی غلاف ستون را به منظور تسهیل در بیرون کشیدن غلاف پس از اتمام ساخت، به روغن آغشته کرده و پیش از آغاز کار، آن را در محل مورد نظر (روی لایه ۵ سانتی متری اول) قرار داده و همراه هر لایه خاکریزی و تراکم، شن لازم برای ساخت ستون سنگی درون غلاف ریخته شده و متراکم می گردد. پس از اتمام ساخت مدل به آرامی و با احتیاط کامل غلاف بیرون کشیده می شود. شکل (۹) هندسه، شکل (۱۰) مدل ساخته شده شیروانی مسلح و شکل (۱۱) موقعیت ستون سنگی را نشان می دهند.

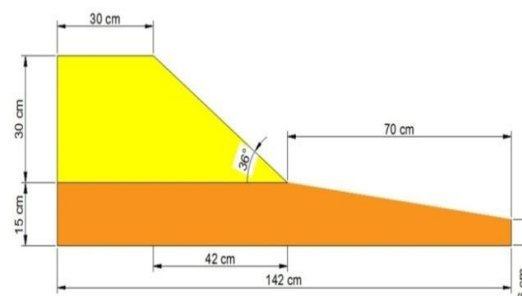


شکل ۹- هندسه شیروانی مسلح با ستون سنگی

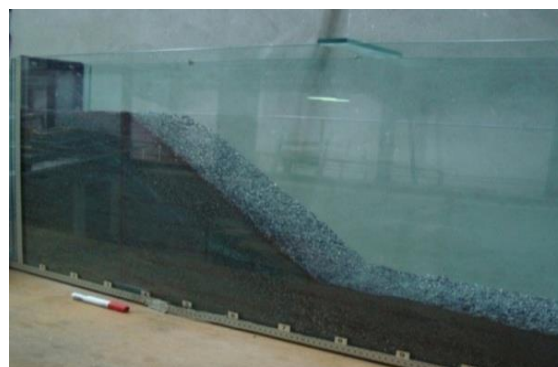


شکل ۱۰- ساخت شیروانی مسلح با ستون سنگی

(شکل (۷))، شیروانی از نظر پایداری بدون مشکل بوده است و این موضوع نشان می دهد که در حالت خشک ضریب اطمینان مدل ساخته شده بیش از عدد ۱ می باشد. سپس مدل تحت بارش مصنوعی قرار داده شد که این شیروانی پس از گذشت حدود ۴۰ دقیقه از فرآیند اشباع، دچار ترک هایی در وسط شیروانی گردید و پس از گذشت دقایقی گسیختگی کامل در آن رخ داد، که این موضوع نشان می دهد ضریب اطمینان شیروانی پس از اشباع شدن کاهش پیدا می کند و به مقداری کمتر از عدد ۱ می رسد. شکل (۸) گسیختگی کامل شیروانی را نشان می دهند.



شکل ۶- هندسه شیروانی غیر مسلح



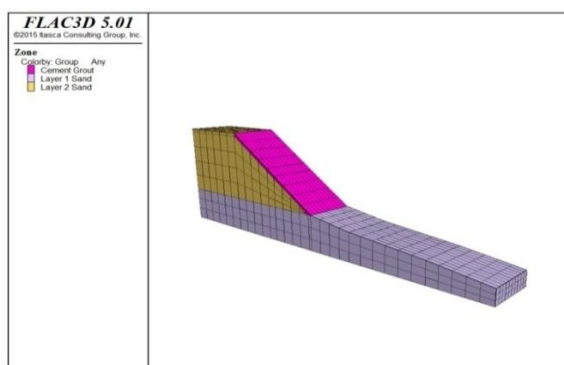
شکل ۷- شیروانی غیر مسلح ساخته شده و ریختن لایه نازک دوغاب روی سطح شیب



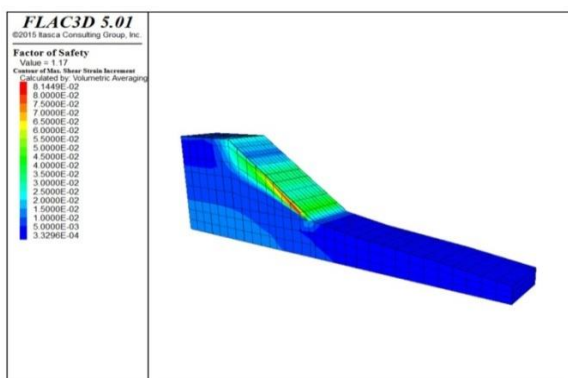
شکل ۸- گسیختگی کامل شیروانی غیر مسلح در اثر اشباع

۴- مقایسه نتایج مدل‌سازی‌های آزمایشگاهی با نتایج تحلیل‌های عددی

به منظور مقایسه نتایج آزمایش‌های انجام شده با تحلیل‌های عددی، از نرم‌افزار $FLAC^{3D}$ نسخه ۵ استفاده شد. نتایج تحلیل‌های عددی به خوبی تصدیق‌کننده نتایج مدل‌سازی‌های آزمایشگاهی می‌باشند. شکل (۱۴) هندسه مدل را نشان می‌دهد. در ابتدا به کمک نرم‌افزار $FLAC^{3D}$ با مشخصات جدول (۳) شیروانی غیر مسلح را در حالت خشک تحلیل کرده و مقدار ضریب اطمینان $1/17$ به دست آمد و شیروانی در این حالت پایدار بود. سپس شیروانی در حالت اشباع براساس مشخصات جدول (۴) مدل‌سازی شد، در حالت اشباع شیروانی دچار گسیختگی گردید و مقدار ضریب اطمینان آن $0/97$ به دست آمد. این دو مورد دقیقاً همان بود که در آزمایشگاه مشاهده گردید. در حالت اشباع بیشترین تغییر مکان در وسط شیب رخ داده است و همین موضوع تصدیق می‌کند که باید ستون سنگی در وسط شیب قرار بگیرد تا از ایجاد تغییر مکان در این محل جلوگیری شود. شکل‌های (۱۵) و (۱۶) تحلیل شیروانی غیر مسلح را نشان می‌دهند. شکل (۱۶) تغییرات کرنش برشی را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که بیشترین مقدار کرنش برشی در میانه شیب اتفاق افتاده است.



شکل ۱۴- هندسه شیروانی غیر مسلح

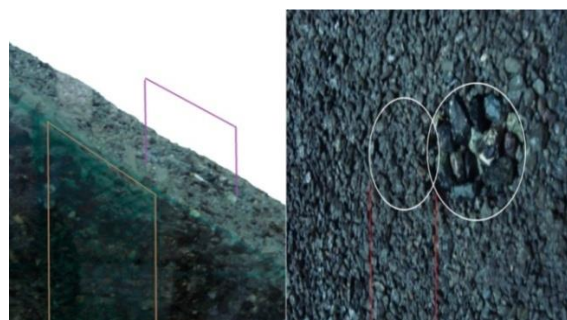


شکل ۱۵- ضریب اطمینان شیروانی غیر مسلح در حالت خشک

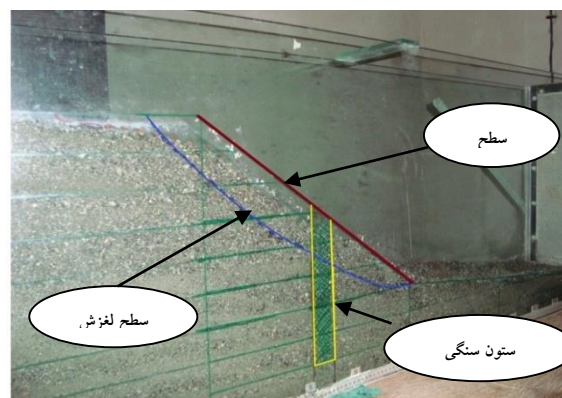


شکل ۱۱- موقعیت قرارگیری ستون سنگی در شیب

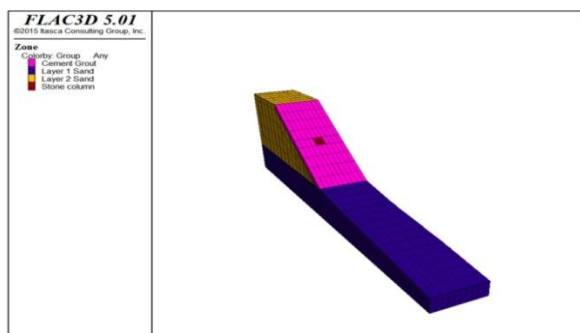
پس از تکمیل ساخت مدل، شیروانی را تحت بارش مصنوعی قرار داده و پس از اشباع کامل بیش از ۹۰ دقیقه هیچ‌گونه ترکی در شیروانی روی نداد که می‌توان نتیجه گرفت که پس از تسلیح با ستون سنگی ضریب اطمینان شیروانی افزایش یافته و به بیش از عدد ۱ رسیده است. برای ایجاد گسیختگی در شیروانی قسمت تاج آن تحت بارگذاری به صورت تدریجی قرار داده می‌شود. شیروانی به صورت تدریجی بارگذاری شد و بدون فروپاشی مقاومت بسیار خوبی از خود نشان داد. در حین بارگذاری ستون سنگی به اندازه تقریبی قطر آن جابجا گردید (شکل (۱۲)). در نهایت شیب ماسه‌ای مسلح به ستون سنگی در بار ۷۴ کیلوگرم (معادل $28/04$ کیلوپاسکال) دچار گسیختگی گردید (شکل (۱۳)).



شکل ۱۲- جابجایی ستون از موقعیت قرارگیری آن به اندازه تقریبی قطر ستون



شکل ۱۳- گسیختگی در شیروانی مسلح تحت بار ۷۴ کیلوگرم

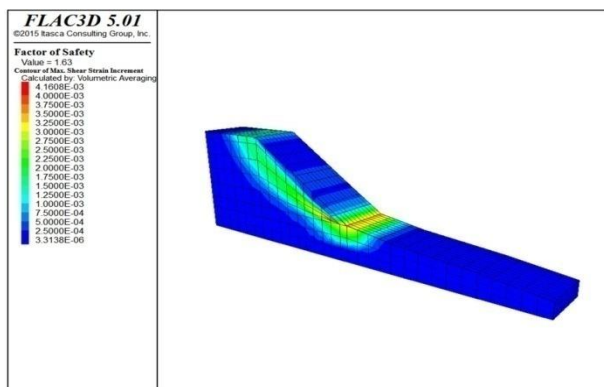


شکل ۱۷- هندسه شیروانی مسلح با ستون سنگی

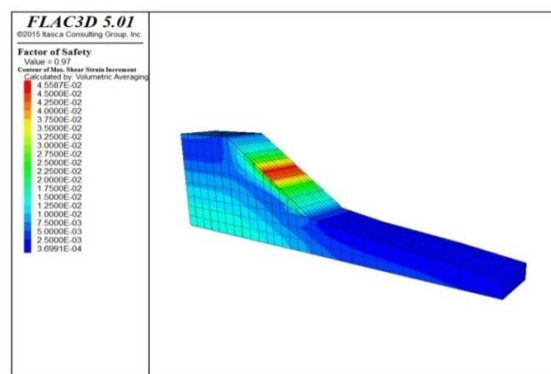
ابتدا شیروانی مسلح در حالت خشک با مشخصات جدول (۵) تحلیل شد که مقدار ضریب اطمینان آن $1/63$ به دست آمد (شکل (۱۸)). سپس این شیب با مشخصات جدول (۶) در حالت اشباع تحلیل شد که مقدار ضریب اطمینان $1/42$ محاسبه شد (شکل (۱۹)). و در مرحله آخر، تحلیل این شیب در حالت بارگذاری با همان مشخصات جدول (۶) انجام شد و بار بحرانی برای ایجاد گسیختگی شیروانی $27/30$ کیلوپاسکال به دست آمد (شکل های (۲۰) و (۲۱)).

جدول ۵- مشخصات مصالح در نرم افزار FLAC^{3D} در تحلیل شیروانی مسلح با ستون سنگی در حالت خشک

مدل ماده	ϕ °	C KPa	مدول برشی (N/m^2)	مدول بالک (N/m^2)	γ KN/m^3	نوع سازه
موهر- کولمب	۴۳	۰	$1/5 \times 10^7$	$3/3 \times 10^7$	۱۸	ماسه لایه اول
موهر- کولمب	۴۰	۰	$1/5 \times 10^7$	$3/3 \times 10^7$	۱۶	ماسه لایه دوم
موهر- کولمب	۴۱	۰	$4/2 \times 10^7$	$5/6 \times 10^7$	۱۷	ستون سنگی



شکل ۱۸- ضریب اطمینان شیروانی مسلح با ستون سنگی در حالت خشک



شکل ۱۶- ضریب اطمینان شیروانی غیر مسلح در حالت اشباع (F.S. = ۰/۹۷)

جدول ۳- مشخصات مصالح در نرم افزار FLAC^{3D} در تحلیل شیروانی غیر مسلح در حالت خشک

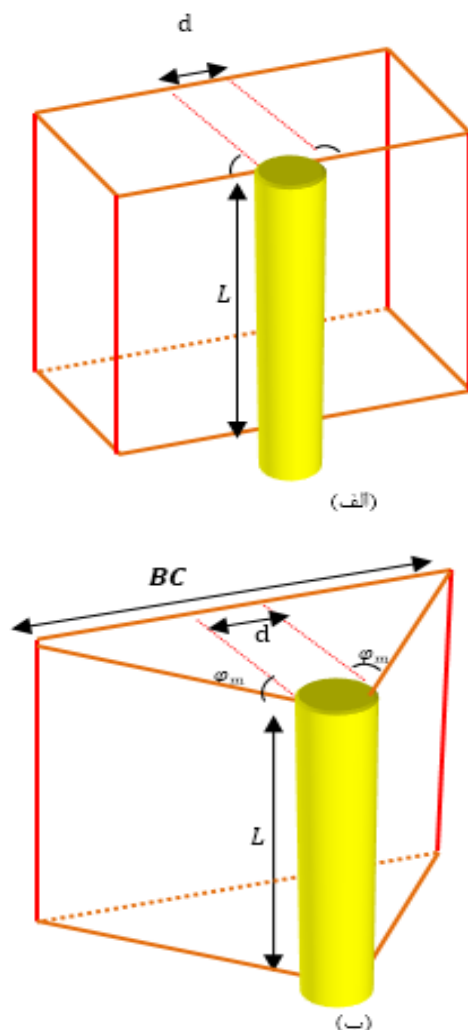
مدل ماده	ϕ °	C KPa	مدول برشی (N/m^2)	مدول بالک (N/m^2)	γ KN/m^3	نوع سازه
موهر- کولمب	۴۳	۰	$1/5 \times 10^7$	$3/3 \times 10^7$	۱۸	ماسه لایه اول
موهر- کولمب	۴۰	۰	$1/5 \times 10^7$	$3/3 \times 10^7$	۱۶	ماسه لایه دوم

جدول ۴- مشخصات مصالح در نرم افزار FLAC^{3D} در تحلیل شیروانی غیر مسلح در حالت اشباع

مدل ماده	ϕ_{sat} °	C_{sat} KPa	مدول برشی (N/m^2)	مدول بالک (N/m^2)	γ_{sat} KN/m^3	نوع سازه
موهر- کولمب	۳۹	۰	$1/5 \times 10^7$	$3/3 \times 10^7$	۲۰	ماسه لایه اول
موهر- کولمب	۳۶	۰	$1/5 \times 10^7$	$3/3 \times 10^7$	۱۸	ماسه لایه دوم

این موضوع بیانگر آن است که بهترین مکان برای نصب شمع در میانه شیب است. همچنین کمترین مقدار کرنش برشی در تاج و پای شیب اتفاق افتاده است. در گام بعدی به کمک نرم افزار FLAC^{3D} شیروانی مسلح با ستون سنگی تحلیل گردید. در این مدل، ستون سنگی به صورت یک المان مکعب مربع مدل شده است. صحت این فرض در نظر گرفته شده توسط (Murugesan و Rajagopal، ۲۰۰۶؛ Keykhosropur و همکاران، ۲۰۱۲) اثبات شده است. هندسه مدل در شکل (۱۷) نشان داده شده است.

و عملکرد زهکشی ستون سنگی و همچنین فرض مکعبی بودن ستون سنگی در نرم‌افزار در حالی که در آزمایشگاه ستون سنگی به صورت استوانه‌ای بوده است؛ می‌باشد که این عوامل با هم سبب می‌گردند تا مقدار بار گسیختگی در آزمایشگاه کمی بیش از مقادیر تحلیل‌های عددی به دست آید.



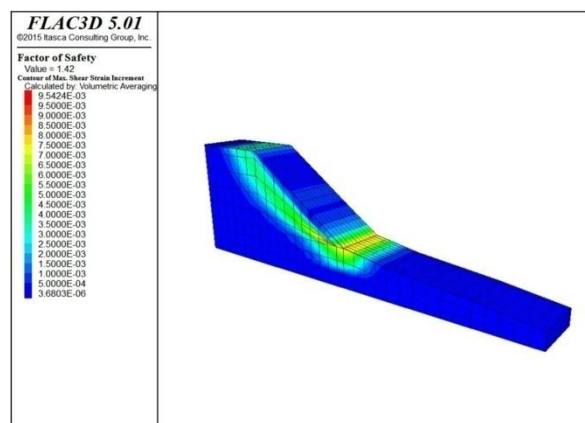
شکل ۲۲- گوه ایجاد شده پشت شمع و زاویه اصطکاک بسیج شده: الف) A_2 ، ب) A_1

۴-۱- روابط تحلیلی نیروهای وارد بر ستون سنگی در شیروانی مسلح

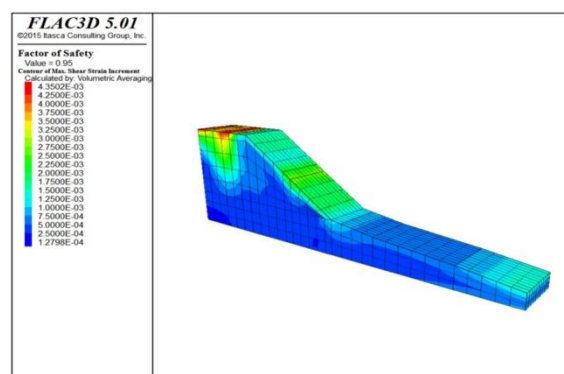
حاجی‌عزیزی و مظاهری (۱۳۹۵)، روشی نوین برای محاسبه نیروهای وارد بر شمع در شیب مسلح ارائه دادند. با کمک گرفتن از این روش می‌توان ضریب اطمینان شیب مسلح با ستون سنگی را به دست آورد. مقدار ضریب اطمینان شیب مسلح با ستون سنگی را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد.

$$SF_T = \frac{F_P}{\alpha F_W} + SF_0 \quad (1)$$

در این رابطه داریم:



شکل ۱۹- ضریب اطمینان شیروانی مسلح با ستون سنگی در حالت اشباع



شکل ۲۰- گسیختگی شیروانی مسلح با ستون سنگی (F.S. = ۰/۹۵)

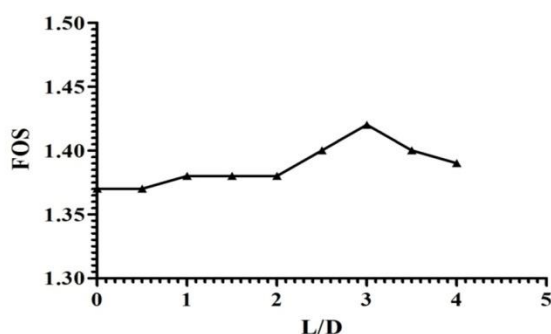
```

flac3d>ini szz -27300
--- Szz modified in 1680 zones.
flac3d>solve fos
--- The following properties if applicable are INCLUDED in the FOS computation :
--- *** friction
--- *** cohesion
--- *** jfriction
--- *** jcohesion
--- Additional settings for the FOS computation :
--- *** Interface excluded
--- Characteristic number of steps = 2478
--- *** Factor of Safety is : 0.95

```

شکل ۲۱- بار بحرانی گسیختگی شیروانی در کدنویسی برنامه فلک سه بعدی (برحسب پاسکال)

نتایج هر دو تحلیل تطابق خوب و قابل قبولی با شرایط آزمایشگاهی داشته‌اند، علت اختلاف (هر چند کم) در نتایج حاصل از آزمایشگاه و تحلیل‌های عددی را می‌توان چنین توجیه کرد که مدل‌سازی آزمایشگاهی دارای برخی خطاهای غیر قابل کنترل از جمله تأثیر جداره‌های کناره (حتی در حالت آغشته شده به روغن)



شکل ۲۳- نمودار تأثیر عمق نفوذ ستون سنگی در لایه متراکم تر (نسبت عمق نفوذ ستون سنگی به قطر ستون در لایه متراکم تر زیرین)

جدول ۷- مقایسه کلی نتایج				
ظرفیت	ظرفیت	ظرفیت	ظرفیت	ظرفیت
غیر مسلح	مسلح	غیر مسلح	مسلح	مسلح
در حالت	شیروانی	در حالت	شیروانی	شیروانی
اشباع	غیر مسلح	اشباع	مسلح	مسلح
نتایج	ناپایدار	صفر	پایدار	۲۸/۰۴ کیلوپاسکال
تحلیل‌های آزمایشگاهی				
نتایج	ناپایدار	صفر	پایدار	۲۷/۳۰ کیلوپاسکال
تحلیل‌های FLAC ^{3D}				

بحث اقتصادی مسئله زمانی مطرح است که اگر عمق نفوذ بهینه ستون سنگی در لایه متراکم زیرین تعیین شده باشد، از افزایش بی‌دلیل عمق نفوذ که سبب افزایش هزینه ساخت و پایدارسازی می‌گردد، جلوگیری شده و در نتیجه هزینه‌های مازاد بر پروژه تحمیل نخواهد شد. به عنوان مثال اگر به دلیل نبود لایه متراکم لازم باشد که طول شمع به اندازه ۵ متر بیشتر باشد حجم بتن مسلح به اندازه ۴ مترمکعب اضافه می‌شود. با فرض این که اجرای هر متر مکعب بتن معادل ۶۰۰۰۰ تومان هزینه داشته باشد، برای هر شمع در حدود ۲۴۰۰۰۰ تومان هزینه بیشتر لازم است. اگر در یک ردیف ۱۰ شمع وجود داشته باشد ۲۴۰۰۰۰ تومان اضافه هزینه خواهیم داشت.

باید به این موضوع توجه داشت که طول ستون سنگی در آزمایش ثابت بوده است و تنها میزان عمق نفوذ انتهای ستون سنگی در لایه خاک متراکم زیرین به عنوان متغیر در نظر گرفته شده است. در عمق نفوذ ۲۵ سانتی‌متری ستون سنگی (که ثابت بوده است) بیشترین کارایی و تأثیر مربوط به حالتی می‌باشد که میزان نفوذ سه برابر قطر بوده است. باید به این نکته توجه داشت که ستون سنگی ساختاری گسسته دارد و همانند بتن مسلح پیوسته نیست.

SF_T مقدار ضریب اطمینان شیروانی مسلح با ستون سنگی
 SF_0 مقدار ضریب اطمینان شیب بدون ستون سنگی
 F_W نیروی محرک ناشی از وزن گوه گسیختگی
 F_P نیروی وارد بر ستون سنگی
 α مقدار ضریبی است که از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\alpha = \frac{A_1}{A_2} \quad (2)$$

که در رابطه (۲) A_2 برابر با سطح کل در بالادست ستون سنگی است و A_1 مساحتی است که به طور مؤثر بر شمع اثر می‌گذارد و مقدار آن از A_2 کمتر است (شکل (۲۲)). با استفاده از رابطه (۱) می‌توان مقدار ضریب اطمینان را برای شیب‌های خاکی مسلح به دست آورد که در این پژوهش با توجه به این که تمرکز بر روش‌های عددی و آزمایشگاهی است از محاسبات تحلیلی صرف‌نظر شده است.

۲-۴- بررسی تغییرات عمق نفوذ ستون سنگی در لایه متراکم تر

در گام بعدی میزان تأثیر عمق نفوذ ستون سنگی در لایه متراکم تر مورد بررسی قرار گرفت. در حالتی که عمق نفوذ ستون سنگی در لایه متراکم تر زیرین سه برابر قطر ستون سنگی باشد، میزان ضریب اطمینان بیشترین مقدار را خواهد داشت. در حالتی که ستون سنگی به صورت کامل در لایه دوم خاکریز (قسمتی که دارای وزن مخصوص ۱۶ کیلونیوتن بر متر مکعب می‌باشد) قرار داشته باشد، مقدار ضریب اطمینان محاسبه شده از تحلیل عددی برابر ۱/۳۷ می‌باشد؛ این در حالی است که با افزایش عمق ستون سنگی در لایه متراکم تر زیرین (قسمتی که دارای وزن مخصوص ۱۸ کیلونیوتن بر متر مکعب می‌باشد) مقدار ضریب اطمینان محاسبه شده رفته رفته افزایش می‌یابد، تا در نهایت با رسیدن به نسبت عمق نفوذ ۳، مقدار آن به عدد ۱/۴۲ افزایش پیدا می‌کند. شکل (۲۳) نمودار مقدار ضریب اطمینان در برابر افزایش عمق نفوذ ستون سنگی را نشان می‌دهد. جدول (۷) جمع‌بندی و مقایسه نتایج به دست آمده را نشان می‌دهد.

شکل (۲۳) بیانگر آن است که اگر طول عمق نفوذ، ۳ برابر قطر شمع باشد بیشترین مقدار برای ضریب اطمینان به دست می‌آید. این موضوع بیانگر آن است که عمق نفوذ شمع اگر بیش از ۳ برابر قطر شمع باشد نه تنها تأثیری در افزایش مقدار ضریب اطمینان ندارد بلکه آن را کاهش می‌دهد. به عبارت دیگر افزایش عمق نفوذ شمع بیش از ۳ برابر قطر شمع تأثیری بر کاهش کرنش برشی نخواهد داشت.

۵- اثر مقیاس

واضح است که به دلیل اثرات مقیاس و طبیعت خاک‌ها، به ویژه خاک‌های ماسه‌ای، ممکن است همان نقشی را که در مدل‌های آزمایشگاهی ایفا می‌کنند در نمونه اصلی^۲ همان نقش را نداشته باشند. این تفاوت‌ها در ابتدا به علت تفاوت در تراز تنش بین مدل‌های آزمایشگاهی و آزمایش‌های صحرایی اتفاق می‌افتاد (Vesic, ۱۹۷۳). با توجه به این موضوع Sawwaf (۲۰۰۵) پیشنهاد می‌کند که استفاده از مدل‌های ۱-g می‌تواند فقط در پیش‌بینی رفتارهای کلی و عمومی نمونه‌های اصلی به کار برود. در همین راستا Hegde و Sitharam (۲۰۱۵) توضیح داده‌اند که آزمایش‌های کوچک مقیاس در شرایط ۱-g به دستیابی تقریب مناسب اطلاعات در مورد رفتار کلی نمونه‌های اصلی سریع‌تر و ساده‌تر از آزمایش‌های بزرگ مقیاس کمک می‌کنند، هرچند که آزمایش‌های بزرگ مقیاس کنترل بهتری در این زمینه آن است که نتایج آزمایش‌های کوچک مقیاس متأثر از اثرات مقیاس هستند و نتایج به دست آمده در شرایط آزمایش‌های ۱-g مستقیماً برای حالت نمونه اصلی قابل کاربرد نیستند. همان‌طور که توسط Fagher و Jones (۱۹۹۴) پیشنهاد شده است نتایج آزمایش‌های کوچک مقیاس را می‌توان با استفاده دقیق از قوانین مقیاس برای نمونه‌های اصلی هم به کار برد. آنان همچنین متذکر می‌شوند که به دلیل دخالت عوامل پیچیده و متعدد در این زمینه ایجاد شرایط کاملاً مشابهی بین مدل آزمایشگاهی و نمونه اصلی امکان‌پذیر نمی‌باشد و باید تصمیم‌گیری در مورد عوامل مؤثر در اثرات مقیاس به قضاوت محققین در این زمینه واگذار شود. با توجه به مواردی که ذکر شد و نیز توصیه Sawwaf (۲۰۰۵)، پیشنهاد می‌شود که تحقیقات بیشتر را با استفاده از آزمایش‌های مقیاس بزرگ یا آزمایش‌های سانتریفوژ انجام داد تا نتایج به دست آمده از آن تحقیقات را با این پژوهش پیش‌رو مقایسه کرد.

جدول (۸) نسبت‌هایی را برای تحلیل ابعادی ارائه می‌دهد که به کمک نسبت‌های این جدول و ضریب مقیاس S می‌توان مدل آزمایشگاهی را به مدل واقعی تبدیل کرد (حاجی عزیزی و نصیری، ۱۳۹۶). باید به این نکته توجه داشت که پارامترهای مقاومتی خاک مانند چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی و وزن مخصوص در هر دو مدل ثابت می‌باشند و تغییر نمی‌کنند.

در این زمینه می‌توان به مقاله قضاوی و نظری افشار (۲۰۱۳)، اشاره کرد، آنان سختی مسلح کننده در مدل آزمایشگاهی خود را یک صدم سختی مسلح کننده در مدل‌های واقعی در نظر گرفته‌اند.

در این پژوهش نیز از مقیاس یک صدم برای در نظر گرفتن اثر مقیاس استفاده شده است.

جدول ۸- مقیاس S برای تبدیل مدل آزمایشگاهی به واقعی (حاجی عزیزی و نصیری، ۱۳۹۶)

تنش	جرم	نیرو	مساحت	طول	زمان
مدل					
مقیاس شده	σ	M	F	A	L
مدل واقعی	σ	$\frac{S^3}{M}$	$\frac{S^2}{F}$	$\frac{S^2}{A}$	$\frac{S}{L}$

۶- نتیجه‌گیری

پایدارسازی شیروانی‌های خاکی به کمک ستون‌های سنگی یکی از روش‌های مفید و اقتصادی می‌باشد که به خوبی سبب تثبیت شیب‌ها می‌شوند. طبق آزمایش‌های انجام شده و تصدیق آن‌ها توسط تحلیل‌های عددی می‌توان نتیجه گرفت در خاک لایه‌ای که ستون سنگی در آن به اندازه ۳ برابر قطر ستون در خاک متراکم‌تر قرار گرفته باشد، به صورت چشمگیری پایداری و ضریب اطمینان شیروانی را افزایش می‌دهد. به طوری که شیروانی غیر مسلحی که بدون هیچ گونه سربار و فقط تحت اثر اشباع دچار گسیختگی می‌شود را می‌توان به شیبی تبدیل کرد که پایداری آن به حدی می‌رسد که حتی تا بارگذاری ۷۴ کیلوگرم را هم به راحتی تحمل میکند و دچار مشکل نمی‌شود. قابل ذکر است که نتایج تحقیقات همچنین نشان داده است بهینه‌ترین موقعیت قرارگیری ستون سنگی در وسط شیروانی می‌باشد، چرا که در آزمایش‌های آزمایشگاهی و همچنین در تحلیل‌های عددی بیشترین تغییر مکان در وسط شیب مشاهده و اندازه‌گیری شده است. یک شیب ماسه‌ای که در حالت اشباع ضریب اطمینان کمتر از یک دارد و ناپایدار است، پس از مسلح شدن توسط ستون سنگی که مقدار عمق نفوذ آن در لایه زیرین ۳ برابر قطر آن است به شیبی پایدار با ضریب اطمینان ۱/۴۲ تبدیل می‌شود.

۷- مراجع

بدو ک، دیلمقانی ب، "ارزیابی پایداری و نشست خاکریز میان‌گذر دریاچه ارومیه"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست، جلد ۴۴ (۲)، ۱۳۹۳، ۶۰-۶۸.

حاجی عزیزی م، نصیری م، "بررسی آزمایشگاهی تأثیر میزان چسبندگی در پایداری شیب‌های خاکی مسلح با ستون

- Connor SS, Gorski AG, "A timely solution for the Nojoqi Grade landslide. Repair US 101 South of Buellton", 51st Annual Highway Geology Symposium, Seattle, 2000, pp. 1-11.
- Cooper MR, Rose AN, "Stone column support for an embankment on deep alluvial soils", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, 1999, 37 (1), 15-25.
- Christoulas S, Giannaros C, Tsiambaos G, "Stabilization of embankment foundations by using stone columns", Geotechnical and Geological Engineering, 1997, 15 (3), 247-258.
- Datye KR, Nagaraju, SS, "Design approach and field control for stone columns", Proc. of 10th International Conference on SMFE, Stockholm, 3, pp. 637-640, 1981.
- Dheerendra BMR, Sitaram N, Shivashankar R, "A Critical Review of Construction, Analysis and Behavior of stone column", Geotech Geol Engineering, 2013, 31 1-22.
- Fakher A, Jones CJFP, "Discussion on bearing capacity of rectangular footings on geogrid reinforced sand by Yetimoglu, T., Wu, J.T.H., Saglam, A., 1994" Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122, 326-327.
- Gazavi M, Nazari Afshar J, "Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns", Geotextiles and Geomembranes, 2013, 38, 26-36.
- Greenwood DA, "Mechanical improvement of soils below ground surfaces", In: Proceedings of the ground Engineering conference, Institution of Civil Engineers, London, 1970, pp. 11-22.
- Greenwood DA, Kirsch K, "Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods. State of the art report. Pilling and ground treatment", Thomas Telford, London, 1984, pp. 17-45
- Guétif Z, Bouassida M, Debats JM, "Improved soft clay characteristics due to stone column installation", Computers and Geotechnics. 2007, 34, pp. 104-111.
- Hajiazizi M, Nasiri M, "Experimental and numerical study of earth slope reinforcement using ordinary and rigid stone column", International Journal of Mining and Geo-Engineering, 2018, 52 (1).
- Hajiazizi M, Nemati E, Nasiri M, Bavali M, Sharifipour M, "Optimal location of stone column in stabilization of sand slope: An experimental and 3D numerical investigation", Scientia Iranica, Article In Press.
- Han J, Ye SL, "A theoretical solution for consolidation rates of stone column-reinforced foundation accounting for smear and well resistance effects", International Journal Geomech 2 (2), 2002, 135-151.
- Han J, Ye SL, "A simplified method for computing consolidation rate of stone column reinforced foundations", Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, ASCE 2001, 127 (7), 597-603.
- Hughes JMO, Withers NJ, "Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns", Ground Engineering, 1974, 7 (3), 42-49.
- Hughes JMO, Withers NJ, Greenwood DA, "A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil", Geotechnique, 1975, 25 (1), pp. 31-44.
- Heitz C, Kempfert HG, Alexiew D, "Embankment project on soft subsoil with grouted stone column sand سنگی"، نشریه مهندسی عمران مدرس، دوره ۱۷ (۱)، ۱۳۹۶، ۶۵-۷۸.
- حاجی عزیزی م، مظاهری ا، "ارائه روشی جدید جهت تعیین جابجایی و نیروهای وارد بر شمع‌های نصب شده در شیب‌های خاکی"، نشریه مهندسی عمران مدرس، دوره ۱۶ (۱)، ۱۳۹۵، ۱۸۹-۱۹۸.
- عامل‌سختی م، منافی س، "تحلیل پایداری استاتیکی و شبه استاتیکی شیروانی‌های خاکی مسلح به ژئوفابریک"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تبریز، جلد ۴۳ (۴)، ۱۳۹۲، ۸۸-۹۶.
- Abramson LW, Lee T, Sharma S, Boyce G, "Slope stability and stabilization methods", New York, John Wiley and Sons, 2002.
- Abusharar SW, Han J, "Two-dimensional deep-seated slope stability analysis of embankments over stone column improvement soft clay", Engineering Geology, 2011, 120, 103-110.
- Aboshi H, Ichimoto E, Harada K, Emoki M, "The composer-A method to improve the characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns", Proc., Int. Conf. on Soil Reinforcement, E.N.P.C., 1, Paris, 1979, pp. 211-216,
- Adalier K, Elgamal A, Meneses J, Baez JI, "Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils", Soil Dyn Earthq Engineering, 2003, 23, 571-584.
- Ambily AP, Gandhi SR, "Behavior of stone columns based on experimental and FEM analysis", Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, 2007, 133 (4), 405-415.
- Balaam NP, Poulos HG, Brown PT, "Settlement analysis of soft clays reinforced with granular piles", Proc., 5th Asian Conf. on Soil Engineering, Bangkok, Thailand, 1978, pp. 81-92.
- Barksdale RD, Bachus RC, "Design and construction of stone columns", Federal Highway Administration, 1983, R.D-83/ 026 Bauer GE.
- Bergado DT, Singh N, Sim SH, Panichayatum B, Sampaco CL, Balasubramaniam AS, "Improvement of soft Bangkok clay using vertical geotextile band drains compared with granular piles", Geotextiles and Geomembranes, 1990, 9 (3), 203-231.
- Black JA, Sivakumar V, Madhav MR, Hamill, G. A., "Reinforced stone columns in weak deposits: laboratory model study", Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, 2007, 133 (9) 1154-1161.
- Bergado DT, Panichayatum B, Sampaco CL, Miura N, "Reinforcement of soft Bangkok clay using granular piles", International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Kyushu, Japan, 1988, pp. 179-184.
- Bergado DT, Chai JC, Alfaro MC, Balasubramaniam AS, "Improvement Techniques of soft Ground in Subsiding and Lowland Environment", 1994, Balkema, Rotterdam.
- Cai F, Ugai K, "Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles", Soils and Foundations, 2000, 40, 73-84.

- Sawwaf M, "Strip footing behavior on pile and sheet pile-stabilized sand slope", ASCE. 2005, 131 (6), 705-715.
- Shivashankar R, Dheerendra MR, Nayak S, Rajathkumar V, "Experimental studies on behavior of stone columns in layered soils", Geotechnic and Geology Engineering, 2011, 29, 749-757.
- Tan SA, Khine KO, "Finite element modeling of stone columns- a case history", In 16th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 2005, pp. 1425-1428.
- Vekli M, Aytakin M, Ikizler SB, Calik U, "Experimental and numerical investigation of slope stabilization by stone columns", Nat Hazards, 2012, 64, 797-820.
- Vesic AS, "Analysis of ultimate loads of shallow foundations" Soil Mechanics and Foundation, 1973, 99 (1), 45-73.
- Xanthakos PP, Amberson LW, Bruce D, "Ground control and improvement", New York, John Wiley & Sons, 1994.
- geogrids", In 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2005, Osaka, pp. 1359-1363.
- Hegde AM, Sitharam TG, "Experimental and numerical studies on protection of buried pipeline sand underground utilities using geocells", Geotextiles and Geomembranes, Article in press: 2015, 1-10.
- Kirsch F, Sondermann W, "Field measurements and numerical analysis of the stress distribution below stone column supported embankments and their stability", In International Workshop on Geotechnics of Soft Soil Theory and Practice, Essen, 2003, pp. 595-600.
- Keykhosropur, L., Soroush, A., Imam, R., "3D numerical analyses of geosynthetic encased stone columns", Geotextiles and Geomembranes. 2012, 35, pp. 61-68.
- Kumar S, "Reduction liquefaction potential using dynamic compaction and construction of stone columns", Journal of Geotechnical and Geological Engineering, 2001, 19, 169-182.
- Lee, JS, Pande GN, "Analysis of stone-column reinforced foundations", International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Geomech. 1998, 22, 1001-1020.
- Mohanty P, Samanta M, "Experimental and numerical studies on response of stone column in layered soil" International Journal of Geosynthics and Ground Engineering, 2015, 27. 1-14.
- Murugesan, S., Rajagopal, K., "Geosynthetic encased stone columns: Numerical evaluation", Geotextile and Geomembranes, 2006, 24, pp. 349-358.
- Madhav MR, Vitkar PP, "Strip footing on weak clay stabilized with a granular trench or pile", Candian. Geotechnical Journal, 1978, 15 (4), 605-609.
- Mitchell JK, "Soil improvement-state of the art report", In: Proceedings of the 10th International Conference on Soil mechanics and foundation Engineering, Stockholm, 1981, pp. 509-565.
- Munfakh GA, "Soil reinforcement by stone columns-varied case applications", International Conference In situ Soil Rock Reinforce, 1984, Paris, pp. 157-162.
- Murugesan S, Rajagopal K, "Geosynthetic-encased stone columns: numerical evaluation", Geotextile and Geomembrane. 2006, 24, 349-358.
- Madhav MR, Miura N, "Soil improvement panel report on stone columns", In Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India, 1994, pp. 163-164.
- McKenna JM, Eyre WA, Wolstenholme DR, "Performance of an embankment supported by stone columns in soft ground", Geotechnique, 1975, 25 (1) 51-59.
- Priebe HJ, "The design of vibro-replacement", Ground Engineering, 1995, 28 (12), 31-37.
- Priebe HJ, "The design of Vibro replacement", Ground Engineering, 1995, 28 (10), 31-37.
- Poorooshasb HB, Meyerhof, GG, "Analysis of behavior of stone columns and lime columns", Computers and Geotechnics, 1996, 20(1), 47-70.
- Rathgeb E, Kutzner C, "Some applications of the vibro-replacement process", Geotechnique, 1975, 25 (1), 45-50.

EXTENDED ABSTRACT

Determination of Effective Penetration Depth of Stone Column in Earth Slope using Numerical and Experimental method

Mohamad Hajiazizi*, Masoud Nasiri

Faculty of Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran

Received: 25 August 2016; Accepted: 03 June 2017

Keywords:

Slope Stability, Stone Column, Penetration Depth, Layered Soil.

1. Introduction

Stabilization of earth is one of the main issues in the geotechnical engineering. A common method for reinforcing earth slopes is using stone columns. In all earth slopes, the primary way for stabilization is the excavation in slope crest and/or filling slope toes, if this action would not increase safety factor enough, other procedures should be applied. Three common styles of stabilization methods are; vertical reinforcement (such as stone columns), horizontal reinforcement (like geotextile layers), oblique reinforcement (such as nailing). Using numerical and analytical approaches in reinforced slope stability by stone column is the common method which is done by many researchers. Earth slope stability is threatened by various factors such as earthquake forces, water table changes, filling upstream and cutting downstream of slope, which increase active forces and finally cause slope instability. When we are suspicious about stability of earth slopes, immediate actions and preventative steps should be used for suppression of instability occurrence. The purpose of this research is experimentally and numerically investigate stone column behavior and penetration depth in stiff layer in two-layered sandy slope. In this article sandy slope is constructed and the model saturated by raining technique and then loading process is carried out. With regard to the processes mentioned above, the penetration depth in stiffer layer is gained which is the innovation of this paper. The acquired results are confirmed by three-dimensional finite difference method (FLAC 3D). The results of experimental modeling and numerical analysis also indicate that presence of stone column in middle of two-layered sandy slope has a great impact on stability of reinforced slope.

This paper illustrates the results of numerical and a series of experimental investigations on penetration depth of stone column in stiffer layer in earth slopes. In this paper, the different penetration depths of stone column with same diameter are analyzed and the optimal length of effective depth is proposed. Stabilization of earth slopes and proposing different methods is one of the main issues in geotechnical engineering. Using numerical and experimental methods in stabilization of earth slopes reinforced by stone columns are common methods, which are carried out by lots of researchers all around the world. Finding the effective penetration depth of stone columns in stiffer layers in earth slopes is an important matter, which reduces the expenses and makes the project economical and cost effective.

2. Methodology

2.2. Experimental study

In laboratory, physical models are constructed in order to find the effective penetration depth of stone column in stiffer layer in optimal location (Hajiazizi and Nasiri, 2018; Hajiazizi et al. 2018). In modeling, the unreinforced sandy slope is constructed and saturated through precipitation, and reinforced slopes using stone columns are constructed and observed after saturation.

* Corresponding Author

E-mail addresses: mhazizi@razi.ac.ir (Mohamad Hajiazizi), nasiri.ma@razi.ac.ir (Masoud Nasiri).

2.2. Numerical study

In this paper, three-dimensional finite difference software FLAC3D, used in order to make sure of experimental results of sandy slopes. Numerical analysis suggested that effective penetration depth of stone column in stiffer layer in middle of slope (as optimal location) is three times of stone column diameter. Numerical results were in good and acceptable agreement with the experimental modeling.

3. Results and discussion

3.1. Experimental modeling of unreinforced slope

The geometry of this model shown in Fig. 1. The unreinforced slope in dry condition was stable, but after complete saturation, the slope failed with no load. Thus, the bearing capacity of saturated unreinforced slope is zero.

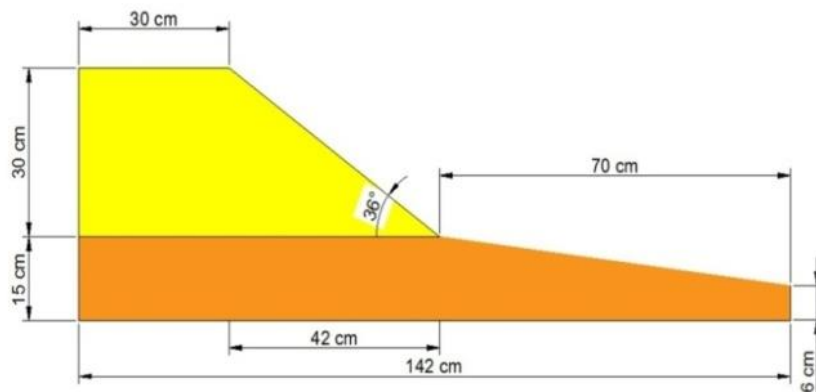


Fig. 1. Slope geometry for two-layered unreinforced slope

3.2. Experimental modeling of reinforced slope using stone column

The geometry of this model shown in Fig. 2. In this model, stone column placed in the middle of slope (as optimal location) and the bottom of stone column penetrate 3 times of stone diameter. In dry and saturated condition, the slope was fully stable. The bearing capacity of this slope is about 28 Kilo Pascal.

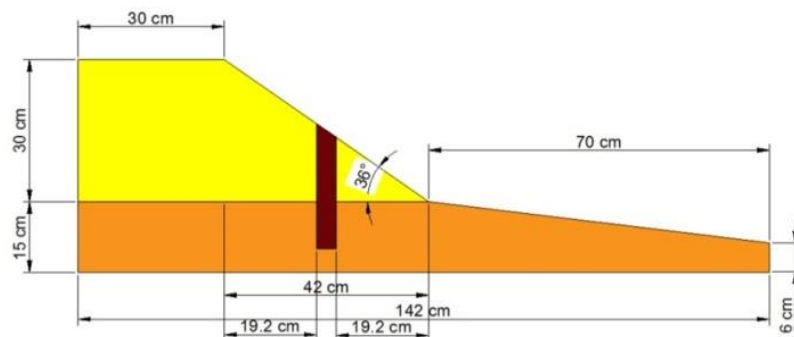


Fig. 2. Slope geometry for two-layered reinforced slope using stone column

3.3. Numerical analysis for effective penetration depth of stone column

Numerical analysis were carried out using three-dimensional finite difference method (FLAC 3D) in order to compare with experimental results and find the most effective penetration depth of stone column tip in stiffer layer. The result is shown in Fig. 3.

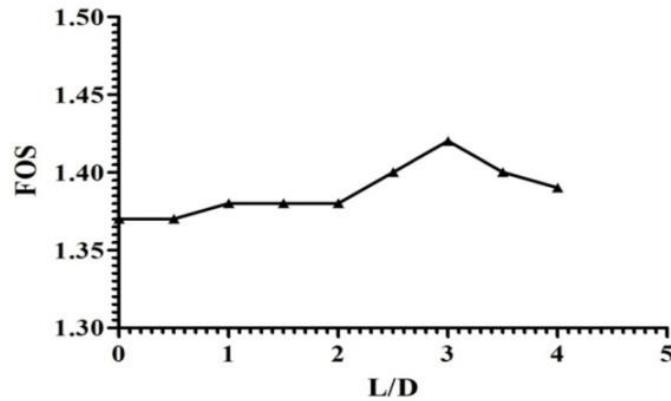


Fig. 3. Penetration depth of stone column in stiffer layer

4. Conclusions

The results obtained from this research can be summarized as below: the optimal location for inserting stone column is the middle of slope. In two-layered sandy slopes, in which, the lower layer is stiffer than upper layer, the optimal penetration depth of stone column in stiffer layer is 3 times of stone column diameter and in this condition the highest factor of safety for slope obtained (1.42).

5. References

- Hajiazizi M, Nasiri M, "Experimental and numerical study of earth slope reinforcement using ordinary and rigid stone column" International Journal of Mining and Geo-Engineering, 2018, 52 (1).
- Hajiazizi M, Nemati E, Nasiri M, Bavali M, Sharifipour M, "Optimal location of stone column in stabilization of sand slope: An experimental and 3D numerical investigation", Scientia Iranica, Article In Press.