Archive of SID

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۳۹۵)
دوره‌ی ۲ - ۳۲، شماره‌ی ۲/۱، ص. ۴۷-۵۸

Original Article

تأثیر مقدار و حالت خمیری ریزدانه در مقاومت روان‌گرایی ماسه‌ی رس‌دار با استفاده از آزمایش‌های برش ساده‌ی تناوبی

مهرداد حسنی (کارشناس ارشد)
محمدمهدی احمدی* (استاد)
نیما اکبری پایدار (دکتری)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

در این پژوهش به بررسی تأثیر ریزدانه در مقاومت روان‌گرایی ترکیب ماسه‌ی فیروزکوه و رس پرداخته شده است. به این منظور مقادیر ۵، ۱۵ و ۲۵ درصد از دو نوع ریزدانه‌ی خمیری (رس) به نام‌های کائولینیت با شاخص حالت خمیری ۱۹ ($PI = ۱۹$) و بنتونیت با شاخص حالت خمیری ۱۱۶ ($PI = ۱۱۶$) به ماسه‌ی فیروزکوه افزوده شده و ۶۸ آزمایش برش ساده‌ی تناوبی به‌صورت تنش کنترل انجام شده است. معیار روان‌گرایی اولیه، بیشینه‌شدن ضریب اضافه فشار آب حفره‌یی (r_u)، و یا رسیدن کرنش برشی دو برابر دامنه به مقدار ۵٪ در نظر گرفته شده است. براساس نتایج این پژوهش، با افزایش ریزدانه‌ی خمیری به ماسه، هر دو عامل مقدار و حالت خمیری بخش ریزدانه در مقاومت روان‌گرایی تأثیرگذار هستند. در ارتباط با مقدار ریزدانه مشاهده شده است که مقاومت روانگرایی با افزایش میزان ریزدانه از نوع کائولینیت تا ۱۵٪ و از نوع بنتونیت تا ۵٪ کاهش می‌یابد. با افزایش بیشتر ریزدانه از نوع بنتونیت (بیش از ۵٪) به مقاومت روانگرایی افزایش می‌یابد.

واژگان کلیدی: مقاومت روان‌گرایی، ماسه، ریزدانه‌ی خمیری، شاخص حالت خمیری .

mehrdadhassani@yahoo.com
mmahmadi@sharif.ir
akbari_paydar@yahoo.com

۱. مقدمه

به‌طورکلی درگذشته این تصوروجود داشته است که خاک‌های رسی روان‌گرا نیستند؛ اما روان‌گرایی خاک‌های رسی در تعدادی از مطالعات محلی، شامل زمین‌لرزه‌ها مشاهده شده است. بر این اساس، در پژوهش‌های گذشته اثروجود ریزدانه‌ی خمیری (رس) در روان‌گرایی خاک ماسه‌یی در مطالعات صحرایی و آزمایشگاهی بررسی شده است، که در ادامه به اهم آنها اشاره شده است.

در پژوهشی در سال ۱۹۶۹ این نتیجه به‌دست آمده است که افزودن ریزدانه‌ی رسی ممکن است مقاومت روان‌گرایی یک خاک را به میزان قابل توجهی افزایش دهد.[۱] در پژوهش دیگری در سال ۱۹۸۳ نیز نتیجه گرفته شده است که اگر میزان خاک رس بیشتر از ۲۰٪ باشد، خاک روان‌گرا نخواهد شد.[۲] در همان سال، مطالعه‌ی دیگری روی زلزله‌های سراسر دنیا نیز به همین نتیجه انجامیده است.[۳] همچنین در سال ۱۹۹۳ دردو مطالعه‌ی ژاپنی گزارشی ارائه شده است که طی آنها خاک‌های با بیشتر از ۱۰٪ رس، غیرقابل روان‌گرا در نظر گرفته شده‌اند.[۴] با وجود این، یکی از موارد جالب روان‌گرایی در خاک‌های حاوی درصد بالایی از رس در زلزله‌ی ۲۲ ژوئن سال ۲۰۰۲ میلادی در چنگوره ـ آوج ایران رخ داده است. در این زلزله که با بزرگای ۶٫۴ درجه در مقیاس ریشتر بوده است، علاوه بر خرابی‌های سازه‌یی به‌وجودآمده، مواردی از روان‌گرایی در نزدیکی دهکده‌ی حصار واقع در ۵ کیلومتری آبدره نیز مشاهده شده است. روان‌گرایی در دشت مسطحی در ۲ کیلومتری شمال غربی حصار به‌صورت جوشش ماسه به وقوع پیوسته است. پس از نمونه‌گیری و بررسی خاک روان‌گراشده مشخص شده است که خاک مزبور حاوی ۴۴٪ رس بوده و با این حال دچار روان‌گرایی شده است.[۵] در دو زلزله در سال ۱۹۹۹ که در کوکایلی ترکیه و چی‌چی تایوان به وقوع پیوسته است، روان‌گرایی‌های گسترده‌یی رخ داده است. با بررسی‌های دقیقی که پس از زلزله انجام شده، مشخص شده است که قسمت اعظم این روان‌گرایی‌ها در خاک‌های چسبنده، که براساس معیار چینی‌ها غیرقابل روان‌گرا بودند، به وقوع پیوسته است. به‌عنوان مثال قسمت اعظم خاک روان‌گراشده‌ی منطقه‌ی کوکایلی ترکیه، شاخص حالت خمیری بالای ۱۰ داشته است.[۵] شایان ذکر است، براساس معیار چینی‌ها، خاک‌هایی که این معیارها را ارضاء کنند، غیرروان‌گرا تلقی می‌شوند: شاخص حالت خمیری (PI) بزرگ‌تر از ۱۰، میزان رس بیشتر از ۱۰٪، تراکم نسبی بزرگ‌تر از ۷۵٪، و نسبت تخلخل کوچک‌تر از ۰٫۸.[۶]

در پژوهشی در سال ۲۰۰۴، براساس آزمایش‌های سه محوری تناوبی انجام‌شده

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۳۹۲/۱۱/۱۲، اصلاحیه ۱۳۹۳/۵/۱۸، پذیرش ۱۳۹۳/۷/۱۲.

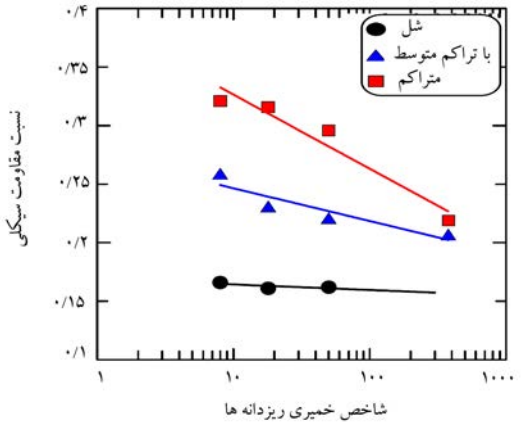
www.SID.ir

Archive of SID

بر روی خاک حاصل از گسیختگی‌های زمین ناشی از زلزله‌ی ۱۹۹۹ کوچالی، با اصلاح معیار چینی‌ها محدوده‌یی برای مشخص‌کردن شرایط روان‌گرایی خاک‌های دارای ریزدانه‌ی خمیری مشخص شده‌است.[۷] براساس این پژوهش، خاک‌هایی با $PI < ۱۲$ و درصد رطوبت بیش از ۸۵٪ رطوبت حد روانی (LL)، احتمال روان‌گرایی دارند؛ در حالی که خاک‌هایی با $۱۲ < PI < ۲۰$ و درصد رطوبت بیش از ۸۰٪ حد روانی، به طور سیستماتیک در برابر روان‌گرایی مقاوم هستند، ولی همچنان احتمال تحرک سیکلی دارند.[۷]

با توجه به مطالب ذکرشده، در ۴۵ سال اخیر، مطالعاتی در ارتباط با تأثیر ریزدانه‌ی خمیری و حالت خمیری در مقاومت روان‌گرایی ماسه انجام شده است که این مطالعات را می‌توان به ۲ دسته تقسیم کرد: دسته‌ی اول آنهایی هستند که علت تغییرات مقاومت روان‌گرایی خاک را تغییرات حالت خمیری ریزدانه‌ی آن می‌دانند، در مقابل دسته‌ی دوم تغییرات مقاومت روان‌گرایی را ناشی از تغییرات درصد ریزدانه می‌دانند. در ادامه به اهم این مطالعات ازگذشته تا به امروز اشاره شده است.

براساس نتایج پژوهشی در سال ۱۹۸۹، در حالی که هیچ ارتباط روشنی بین میزان رس یا میزان ریزدانه با مقاومت روان‌گرایی وجود ندارد، اما افزایش شاخص حالت خمیری قطعاً مقاومت روان‌گرایی را افزایش می‌دهد.[۸] آزمایش‌های پژوهش ذکرشده نشان داده است که وجود ریزدانه با PI کمتر از ۱۰، تأثیر کمی در مقاومت روان‌گرایی دارد؛ و در شاخص حالت خمیری بیش از ۱۰، افزایش تدریجی در مقاومت روان‌گرایی مشاهده می‌شود.[۸] همچنین در پژوهش‌های دیگری در سال ۱۹۹۴ مشخص شده است که افزایش شاخص حالت خمیری، مقاومت روان‌گرایی را افزایش می‌دهد،[۹] و نیز شواهدی مبنی بر اینکه در خاک‌های با ریزدانه‌ی خمیری، حالت خمیری خاک ریزدانه عاملی کنترل‌کننده در مقاومت روان‌گرایی نیست فراهم شده و این نتیجه به‌دست آمده است که در یک نسبت تخلخل ثابت، نوع و حالت خمیری بخش ریزدانه نقش کمی در مقاومت روان‌گرایی دارد، و این عوامل تأثیر بسیار کمتری نسبت به درصد ریزدانه‌ی خاک دارند.[۱۰] همچنین برخی پژوهشگران در سال ۱۹۹۹، با آزمایش بر روی نمونه‌های حاوی سیلت و رس دریافته‌اند که با افزایش حالت خمیری، مقاومت روان‌گرایی افزایش می‌یابد،[۱۱] و نیز مقاومت روان‌گرایی ماسه با ریزدانه‌ی خمیری با افزایش حد روانی، شاخص حالت خمیری و فعالیت خاک افزایش می‌یابد؛ و اگر شاخص حالت خمیری بخش ریزدانه کم باشد، افزودن مقدار متوسطی ریزدانه‌ی خمیری (تا ۲۵٪) به خاک، مقاومت روان‌گرایی آن را کاهش می‌دهد.[۱۲] در پژوهش دیگری نیز در همان سال با انجام آزمایش سه محوری ساده‌ی پیچشی سیکلیک بر روی نمونه‌های با نسبت تخلخل ثابت این نتیجه به‌دست آمده است که درصد رس در خاک مهم‌تر از حالت خمیری آن است.[۱۳] همچنین در پژوهش دیگری در سال ۲۰۰۰ با اضافه‌کردن رس به ماسه‌ی ریز و سیلت، تغییرات مقاومت روان‌گرایی بررسی شده و این نتیجه به‌دست آمده است که با افزایش مقدار رس تا ۹٪، مقاومت روان‌گرایی کاهش و پس از آن افزایش یافته است. در پژوهش مذکور به حالت خمیری رس اشاره‌یی نشده است.[۱۴] برخی پژوهشگران نیز در سال ۲۰۰۶ آزمایشی با استفاده از دستگاه سه محوری سیکلیک با بسامد ۰٫۰۵ هرتز روی نمونه‌های ماسه‌یی با درصدهای مختلف رس انجام داده‌اند که نتایج آن به این شرح است: رفتار مخلوط ماسه و رس مشابه رفتار ماسه و سیلت است؛ به‌طوری که در نسبت تخلخل ثابت با افزایش درصد رس، مقاومت روان‌گرایی کاهش و پس از رسیدن مقدار ریزدانه به مقداری حدی، افزایش یافته است. با ثابت‌بودن درصد وزنی رس در مقدار ۱۶٪ و با افزایش حالت خمیری ذرات رسی، مقاومت روان‌گرایی نیز افزایش می‌یابد. تأثیر چسبندگی در مواردی که ریزدانه‌ی رسی حالت خمیری بالاتری دارد، بیشتر است. به همین دلیل با درنظرگرفتن هر دو عامل ذکرشده نتیجه گرفتند که هم مقدار ریزدانه‌ی رسی و هم حالت خمیری می‌تواند مقاومت روان‌گرایی ماسه را تحت تأثیر قرار دهد. در واقع اندرکنش این دو عامل افزایش و یا کاهش مقاومت روان‌گرایی ماسه را تعیین می‌کند.[۵] در پژوهش انجام‌شده‌یی در سال ۲۰۰۶ نیز آزمایش تناوبی بر روی ترکیب طبیعی و مصنوعی ماسه و رس انجام شده و این نتیجه به دست آمده است که وجود مقدار کمی بنتونیت (کمتر از ۷٪)، باعث ایجاد روان‌گرایی سریع می‌شود؛ درحالی‌که افزایش بیشتر بنتونیت (بیشتر از ۱۱٪)، باعث افزایش قابل‌توجه مقاومت روان‌گرایی می‌شود. همچنین در پژوهش مذکور مشخص شده است که ترکیب ماسه ـ بنتونیت، بیش از ترکیب ماسه ـ کائولین و ماسه ـ ایلیت، با همان درصد رس، در برابر روان‌گرایی مقاوم است. بر این اساس، روان‌گرایی خاک‌های رسی از درصد رس و نوع کانی رس تأثیر می‌پذیرد.[۱۵] در پژوهش دیگری در سال ۲۰۰۶ نیز مرزی پیشنهاد داده شده است که در آن رفتار خاک از حالت مشابه ماسه به حالت مشابه رس تبدیل می‌شود. منظور از رفتار مشابه رس، افزایش فشار آب حفره‌یی بدون روان‌گرایی کلاسیک است. مطابق پژوهش ذکرشده این مرز $PI = ۷$ است.[۱۶] براساس پژوهش انجام‌شده‌یی در سال ۲۰۰۷، برای خاک‌هایی با $PI < ۱۲$، خاکی با PI بزرگ‌تر لزوماً مقاومت سیکلی بیشتری از خود نشان نمی‌دهد.[۱۷] برخی دیگر از پژوهشگران نیز در پژوهشی در سال ۲۰۱۲، اثر حالت خمیری بخش ریزدانه را فقط در مقدار ریزدانه‌ی ۱۰٪ مورد بررسی قرار داده‌اند. بدین صورت که ماسه‌ی تمیز با ۱۰٪ ریزدانه‌ی خمیری با شاخص‌های حالت خمیری متفاوت ترکیب و مقاومت روان‌گرایی خاک‌های حاصل با استفاده از تعدادی آزمایش سه محوری تناوبی زهکشی‌نشده مورد ارزیابی قرارگرفته است. ریزدانه‌های استفاده‌شده به ترتیب سیلت ($PI = ۸$)، کائولینیت ($PI = ۱۸$)، ترکیب بنتونیت با سیلت ($PI = ۵۰$) و بنتونیت ($PI = ۳۷۷$) بوده‌اند. این آزمایش‌ها بر روی نمونه‌های شُل $e = ۰٫۹۵۵ - ۰٫۹۷۳$، متوسط $e = ۰٫۸۵۰ - ۰٫۸۶۰$ و متراکم $e = ۰٫۷۳۸ - ۰٫۷۴۷$ انجام شده است. نتایج پژوهش ذکرشده به این شرح بوده است: بدون توجه به حالت خمیری ۴ ریزدانه‌ی خمیری، با متراکم‌ترشدن نمونه، مقاومت روان‌گرایی افزایش می‌یابد. وقتی مقدار کمی (۱۰٪) ریزدانه‌ی خمیری به ماسه افزوده می‌شود، به نظر می‌رسد مقاومت روان‌گرایی خاک ماسه‌یی به حالت خمیری ریزدانه بستگی دارد. مطابق شکل ۱، با افزایش حالت خمیری ۱۰٪ ریزدانه، مقاومت روان‌گرایی نمونه‌های متراکم و با تراکم متوسط به نسبت قابل توجهی کاهش می‌یابد، ولی در ارتباط با نمونه‌های شُل، این کاهش ناچیز است. رفتار ماسه در حالت متراکم، شدیداً متأثر از حالت خمیری یا اندازه‌ی دانه‌های ریزدانه‌ی موجود



شکل ۱. مقاومت روان‌گرایی در برابر حالت خمیری بخش ریزدانه در حالت حضور ۱۰٪ ریزدانه.[۱۸]

www.SID.ir

Archive of SID

در خاک است. علت این امر آن است که حضور سیلت باعث افزایش اتساع خاک می‌شود؛ ولی ریزدانه‌های رسی، اصطکاک ایجادشده در تماس بین دانه‌های ماسه در تراکم متوسط و زیاد را کاهش می‌دهند و به این ترتیب باعث کاهش مقاومت روان‌گرایی خاک می‌شوند.[۱۸]

در پژوهشی در سال ۲۰۱۳ نیز با بررسی روان‌گرایی ناشی از موج نشان داده شده است که با افزایش رس به سیلت مقاومت روان‌گرایی افزایش می‌یابد؛[۱۹] در حالی که براساس آزمایش‌های انجام‌شده‌یی در سال ۲۰۱۴ بر روی ترکیب سیلت و رس، این نتیجه به‌دست آمده است که با افزایش رس به سیلت ابتدا مقاومت روان‌گرایی کاهش می‌یابد و با افزایش بیشتر رس، مقاومت روان‌گرایی افزایش می‌یابد.[۲۰] اخیراً، در پژوهش دیگری در سال ۲۰۱۴ نیز نشان داده شده است که برای ترکیب ماسه با درصد کم ریزدانه با حالت خمیری پایین، بسته به نوع ماسه ممکن است مقاومت روان‌گرایی افزایش یا کاهش یابد.[۲۱]

با توجه به مطالب ذکرشده، در پژوهش‌های پیشین تناقضاتی در خصوص تأثیر ریزدانه‌ی خمیری در مقاومت روان‌گرایی خاک‌های ماسه‌یی وجود دارد، لذا بررسی دقیق‌تر عوامل مؤثر در مقاومت روان‌گرایی خاک‌های ماسه‌یی رس‌دار بسیار ضروری به نظر می‌رسد، که در این تحقیق به این مساله پرداخته شده است.

۲. مشخصات خاک‌های مورد استفاده

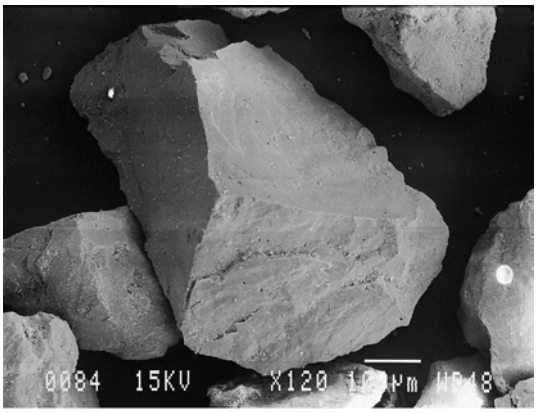
در این پژوهش، خاک اصلی مورد آزمایش، ماسه‌ی شکسته‌ی سیلیسی شماره‌ی ۱۶۱ فیروزکوه بوده است. این خاک به‌عنوان ماسه‌ی استاندارد در آزمایش‌های مدل و المان در ایران استفاده می‌شود. در شکل ۲، تصویری از دانه‌های این خاک که با استفاده از فنّاوری عکس‌برداری الکترونی (SEM)[۱] تهیه شده، نشان داده شده است. در شکل ذکرشده تیزگوشه‌بودن دانه‌های ماسه به علت شکستگی قابل تشخیص است.

علاوه بر ماسه، در این پژوهش از دو نوع خاک رسی به نام‌های کائولینیت و بنتونیت استفاده شده است. کائولینیت با شاخص حالت خمیری ۱۹ به عنوان ریزدانه با حالت خمیری کم و بنتونیت با شاخص حالت خمیری ۱۱۶ به‌عنوان ریزدانه با حالت خمیری زیاد مورد استفاده قرار گرفته است.

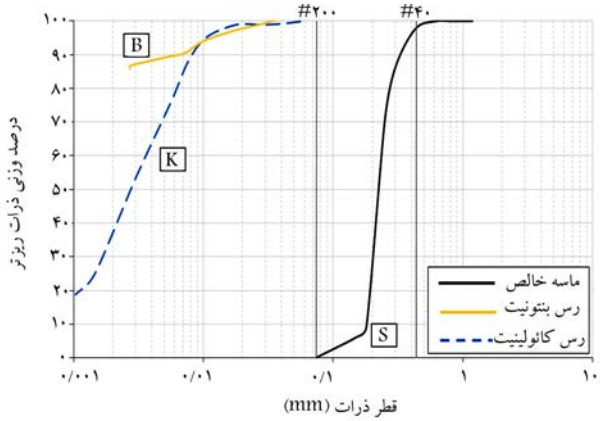
ریزدانه‌ها با ۵، ۱۵ و ۲۵ درصد درکل ترکیب خاک به‌کار برده شده‌اند. منظور از این درصدها این است که مثلاً در خاک ماسه با ۲۵٪ بنتونیت، ۲۵٪ وزن کل خاک را بنتونیت و ۷۵٪ مابقی را ماسه‌ی فیروزکوه تشکیل می‌دهد. علامت اختصاری مربوط به هر خاک و ترکیب‌های آزمایش‌شده در این پژوهش به همراه سایر مشخصات آنها در جدول ۱ ارائه شده است.

در ارتباط با شاخص حالت خمیری ارائه‌شده در این جدول برای دو خاک ماسه با ۱۵٪ بنتونیت و ماسه با ۲۵٪ بنتونیت باید یادآوری شود که براساس استاندارد ASTM D۴۳۱۸، آزمایش‌های حدود اتربرگ بر روی مصالح عبوری از الک شماره‌ی ۴۰ انجام می‌شود، در حالی که حدود اتربرگ مربوط به بخش ریزدانه در واقع برای مصالح عبوری از الک شماره‌ی ۲۰۰ تعیین شده است. به دلیل بالابودن شاخص حالت خمیری بنتونیت، افزودن آن به مصالح ماسه‌یی عبوری از الک ۴۰ باعث بروز خاصیت خمیری کم در خاک مخلوط شده است.

در شکل ۳، نمودار دانه‌بندی ماسه کائولینیت و بنتونیت مورد استفاده در این پژوهش نشان داده شده است.



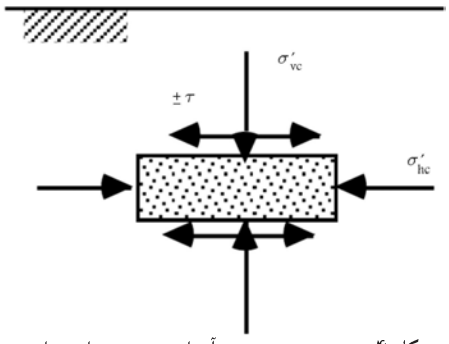
شکل ۲. تصویر میکروسکوپ الکترونی دانه‌های ماسه‌ی فیروزکوه.



شکل ۳. نمودار دانه‌بندی ماسه خالص، رس کائولینیت و رس بنتونیت.

۳. مراحل انجام آزمایش

در این پژوهش برای بررسی اثر درصد و حالت خمیری بخش ریزدانه در مقاومت روان‌گرایی ماسه از دستگاه برش ساده‌ی تناوبی[۲] استفاده شده است. از جمله مزایای دستگاه برش ساده‌ی تناوبی نسبت به دستگاه سه‌محور تناوبی این است که وضعیت تنش حاکم بر نمونه مشابه با وضعیتی است که به هنگام زلزله در زمین طبیعی حاکم است، چرا که در این آزمایش‌ها نمونه‌ی خاک، درون رینگ‌های صلب فلزی محدود است و در نتیجه به هنگام تحکیم شرایط تنش مؤثر حالت K_0 را دارد. به همین دلیل در این آزمایش، تحکیم نمونه به‌صورت ناهمسان است.[۲۲] شکل ۴، وضعیت تنش در آزمایش برش ساده‌ی تناوبی را نشان می‌دهد، که در



شکل ۴. وضعیت تنش در آزمایش برش ساده تناوبی.

www.SID.ir

Archive of SID

جدول ۱. خاک‌های آزمایش‌شده در این پژوهش و مشخصات آنها.

خاک	ماسه‌ی خالص	کائولینیت	بنتونیت	ماسه با ۵٪ کائولینیت	ماسه با ۱۵٪ کائولینیت	ماسه با ۲۵٪ کائولینیت	ماسه با ۵٪ بنتونیت	ماسه با ۱۵٪ بنتونیت	ماسه با ۲۵٪ بنتونیت
نام اختصاری خاک	S	K	B	٪۵K	٪۱۵K	٪۲۵K	٪۵B	٪۱۵B	٪۲۵B
نام گذاری USCS	SP	CL	CH	SP-SM	SP-SM	SP-SM	SP-SM	SP-SC	SP-SC
ضریب یکنواختی (C_U)	۱٫۳۱	* N.A.	N.A.	۱٫۷	۵۳٫۹	۱۰۴٫۵	۱٫۷	۴۹۳۴	۸۲۳۳۹۱
ضریب خمیدگی (C_C)	۰٫۹۵	N.A.	N.A.	۱٫۳	۳۹٫۴	۷۳٫۲	۱٫۳	۳۶۰۵	۵۷۶۹۲۵
تراکم مخصوص (G_S) ASTM D۸۵۴	۲٫۶۵۸	۲٫۶۹۰	۲٫۷۵۲	۲٫۶۶۰	۲٫۶۶۳	۲٫۶۶۶	۲٫۶۶۳	۲٫۶۷۲	۲٫۶۸۲
نسبت تخلخل کمینه ($e_{\min}$) ASTM D۴۲۵۳	۰٫۶۳۵	N.A.	N.A.	۰٫۶۴۸	۰٫۶۵۱	۰٫۶۷۷	۰٫۵۶۱	۰٫۶۲۳	۰٫۶۵۲
نسبت تخلخل بیشینه ($e_{\max}$) ASTM D۴۲۵۴	۰٫۸۸۳	N.A.	N.A.	۰٫۹۶۲	۱٫۰۹۴	۱٫۲۶۷	۰٫۸۷۶	۰٫۸۷۷	۰٫۹۴۴
حد روانی (LL) ASTM D۴۳۱۸	-	۴۳	۱۶۰	-	-	-	-	۲۸	۳۵
شاخص حالت خمیری (PI)	** N.P.	۱۹	۱۱۶	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	۷	۱۷

* N.A.: صدق نمی‌کند ** N.P.: غیر خمیری

آن: σ'_{vc} تنش مؤثر قائم تحکیمی، σ'_{hc} تنش مؤثر افقی تحکیمی، و τ تنش برشی هستند.

از دیگر مزایای آزمایش برش ساده‌ی تناوبی نسبت به آزمایش سه‌محوری تناوبی این است که در آزمایش برش ساده‌ی تناوبی بر خلاف آزمایش سه‌محوری تناوبی، با عوض‌شدن جهت بارگذاری، اثرات ناهمسانی در تنش وجود نخواهد داشت. در صورت انجام صحیح آزمایش برش ساده‌ی تناوبی، کرنش‌های برشی نمونه کاملاً متقارن خواهند بود. ولی در آزمایش سه‌محوری به علت کمتربودن سختی نمونه در کشش، تا حدی طبیعی است که نمونه کمی بیشتر تمایل به سمت کرنش‌های منفی داشته باشد. بنابراین، با توجه به مزایای نسبی آزمایش‌های برش ساده‌ی تناوبی نسبت به آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی، در این پژوهش از آزمایش برش ساده‌ی تناوبی استفاده شده است.

بسامد بارگذاری برشی در تمامی آزمایش‌ها ثابت و برابر با ۰٫۱ هرتز بوده است. به‌عبارت دیگر، زمان بارگذاری هر سیکل برابر با ۱۰ ثانیه بوده است. علت انتخاب این بسامد آن است که در این بسامد دستگاه قابلیت بالاتری دارد و می‌تواند تنش برشی سینوسی‌شکل را با دقت خوبی اعمال کند. بارگذاری در هر دو جهت افقی و قائم به‌صورت کنترل تنش انجام شده است.

ساخت نمونه به روش کوبش مرطوب انجام شده است. به‌دلیل بیش از حد ریزدانه‌بودن ذرات بنتونیت، استفاده از روش ساخت نمونه به‌صورت نهشتن خشک از طریق قیف و حتی بدون ارتفاع ریزش ممکن است منجر به جدایی دانه‌ها از هم و بر هم خوردن یکنواختی دانه‌بندی شود. استفاده از روش کوبش مرطوب، روشی مناسب برای مقابله با این مشکل به نظر می‌آید. از دیگر مزایای روش کوبش مرطوب می‌توان به امکان دست‌یابی به بزرگ‌ترین دامنه‌ی نسبت تخلخل و تکرارپذیری بیشتر نسبت به سایر روش‌های ساخت نمونه اشاره کرد. همچنین قابل توجه است که هدف از این پژوهش مقایسه‌ی رفتار در ماسه‌ی خالص و ماسه‌ی با ریزدانه‌ی خمیری بوده است، لذا نوع بازسازی نمونه، تأثیر زیادی در نتایج حاصل نخواهد داشت.

میزان رطوبت به‌کاررفته در هر نمونه در حدود میزان رطوبت بهینه و بین ۵٪ تا ۱۰٪ بوده است. پس از اتمام ساخت نمونه، با اعمال فشار قائم ۱۵ کیلوپاسکال که جهت جلوگیری از تغییرات تراکم و یکنواختی نمونه است، برای مدتی نزدیک به ۱۰ دقیقه، دی‌اکسیدکربن از نمونه عبور داده شده است. علت عبوردادن دی‌اکسیدکربن، جایگزین ساختن حباب‌های هوای موجود در نمونه با دی‌اکسیدکربن است، چرا که تحت فشارهای بالا، دی‌اکسیدکربن بسیار راحت‌تر از هوا در آب حل می‌شود.

پس از این مرحله، آب بدون هوا به‌صورت ثقلی از نمونه عبور داده شده است. در این مرحله، سرعت جریان عبوری آب بسیارکم بوده است، تا نمونه دچار جوشش و خرابی نشود. پس از عبور آب از نمونه به مدت زمان کافی، مرحله‌ی اشباع‌سازی گام به گام از طریق پس‌فشار[3] انجام شده است. در این مرحله، در هر گام مقدار ضریب فشار آب حفره‌یی اسکمپتون (B_{value}) از طریق رابطه‌ی ۱ اندازه‌گیری شده است. این ضریب به‌عنوان معیاری در تشخیص اشباع‌بودن نمونه به‌کار می‌رود. در آزمایش‌های سه‌محوری روند اشباع‌سازی تا رسیدن به ضریب $B_{value} = ۰٫۹۵$ و یا مساوی‌شدن مقادیر B_{value} در دو مرحله‌ی متوالی ادامه می‌یابد. از آنجا که در آزمایش برش ساده‌ی تناوبی وضعیت تنش‌ها با وضعیت تنش‌های نمونه‌ی سه‌محوری متفاوت است، رسیدن به مقدار ضریب فشار آب حفره‌یی ۱ ممکن نیست. بنابراین اشباع‌سازی نمونه‌ها تا مرحله‌یی که B_{value} بزرگ‌تر از ۰٫۹ بشود و یا تا مساوی‌شدن مقادیر B_{value} در ۲ یا ۳ مرحله‌ی متوالی ادامه داده شده است. شایان ذکر است، در این آزمایش تحکیم نمونه به‌صورت ناهمسان است و در نتیجه تنشی که به‌عنوان تنش متوسط به نمونه وارد می‌شود، کمتر از تنش قائم خواهد بود:

$$B_{value} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_V} \qquad (۱)$$

در رابطه فوق B_{value} ضریب فشار آب حفره‌یی اسکمپتون، Δu مقدار افزایش فشار آب حفره‌یی، و $\Delta \sigma_V$ میزان افزایش تنش قائم است.

پس از اتمام مرحله‌ی اشباع‌سازی، نمونه تحکیم شده است. فشار مؤثر تحکیمی قائم در تمامی آزمایش‌ها ۱۰۰ کیلوپاسکال انتخاب شده است. بعد از اتمام مرحله‌ی تحکیم، نمونه با اعمال برش تناوبی به‌صورت زهکشی‌نشده بارگذاری شده است. در مرحله‌ی برش تناوبی، با مشخص‌بودن نسبت تنش تناوبی (CSR)[4] می‌توان

www.SID.ir

Archive of SID

براساس رابطه‌ی ۲، مقدار دامنه‌ی تنش برشی تناوبی (τ) را به‌دست آورد:

$$\mathrm{CSR} = \frac{\tau}{\sigma'_{VC}} \qquad (۲)$$

که در آن، τ دامنه‌ی تنش برشی تناوبی در هر سیکل، و σ'_{vc} تنش مؤثر قائم تحکیمی (در این پژوهش در تمامی آزمایش‌ها برابر با ۱۰۰ kPa انتخاب شده است) هستند. پس از محاسبه‌ی دامنه‌ی تنش برشی، با ضرب این تنش در سطح مقطع نمونه، دامنه‌ی نیروی برشی تناوبی به‌دست می‌آید. بارگذاری به‌صورت سینوسی انجام شده است. این تذکر لازم است از آنجا که رینگ‌های پیرامون نمونه، فلزی و صلب هستند، سطح مقطع نمونه در تمامی آزمایش‌ها ثابت و برابر با مساحت دایره‌یی به قطر ۷۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

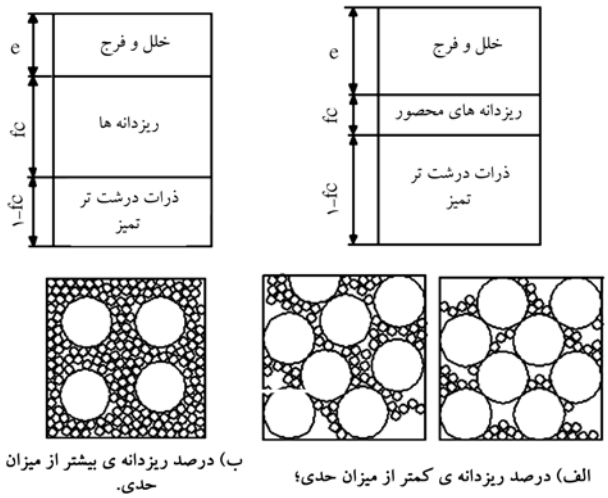
۴. بررسی نحوه‌ی تأثیر ریزدانه در بافت خاک

در سال ۲۰۰۰ در پژوهش گسترده‌یی که درمورد تأثیر ریزدانه‌های غیرخمیری در پتانسیل روان‌گرایی ماسه انجام شده است، مدلی از ماتریس دوگانه‌ی ماسه و ریزدانه ارائه شده است، که در آن ماسه و ریزدانه به‌صورت دانه‌هایی کروی با دو قطر متفاوت معرفی شده‌اند.[۲۳] برای ماتریس ماسه و ریزدانه با نسبت تخلخل کلی e، می‌توان براساس نحوه‌ی اندرکنش دانه‌های درشت و ریز، دو نوع نسبت تخلخل جداگانه ارائه کرد.

الف) مقدار ریزدانه‌ی کمتر از مقدار ریزدانه‌ی حدی

در این حالت ریزدانه‌ها به‌طور فعال در باربری نقش ندارند و کاملاً در فضاهای خالی بین دانه‌های ماسه قرار دارند و تخلخل کلی نمونه را کاهش می‌دهند. با افزایش مقدار ریزدانه به‌تدریج ذرات رس تعدادی از دانه‌های ماسه را نیز از هم جدا می‌کنند. این موضوع در شکل ۵الف مشاهده می‌شود. در این حالت می‌توان تخلخل بین دانه‌های درشت (که در اینجا ماسه هستند) یا همان نسبت تخلخل اسکلت ماسه را به‌عنوان نسبت تخلخل تأثیرگذار دانست. نسبت تخلخل اسکلت ماسه از رابطه‌ی ۳ قابل محاسبه است:

$$e_s = \frac{e + \mathrm{FC}}{۱ - \mathrm{FC}} \qquad (۳)$$



شکل ۵. تأثیر ریزدانه در ساختار خاک.[۵]

که در آن، e_s نسبت تخلخل اسکلت ماسه[۵]، e نسبت تخلخل نمونه، و FC[۶] نسبت حجم بخش ریزدانه به کل حجم بخش جامد نمونه است.

ب) مقدار ریزدانه بیشتر از مقدار ریزدانه‌ی حدی

در این حالت دانه‌های ریز، فضای خالی بین دانه‌های درشت را کاملاً پر کرده‌اند، به‌طوری که دانه‌های درشت با یکدیگر تماس ندارند. به‌عبارت دیگر، دانه‌های درشت به‌صورت غوطه‌ور میان دانه‌های ریز قرار دارند و نمی‌توانند با یکدیگر در باربری ماتریس نقش داشته باشند، بلکه فقط به‌عنوان انتقال‌دهنده‌ی نیرو بین دانه‌های ریز اطراف خودشان کار می‌کنند. این موضوع در شکل ۵ب نشان داده شده است. بر خلاف حالت (الف) که حجم دانه‌های ریز را به‌عنوان فضاهای خالی در نظر گرفته‌ایم، در این حالت حجم دانه‌های درشت برابر صفر در نظرگرفته شده و نسبت تخلخل بین دانه‌های ریز به‌صورت رابطه‌ی ۴ تعریف شده است:

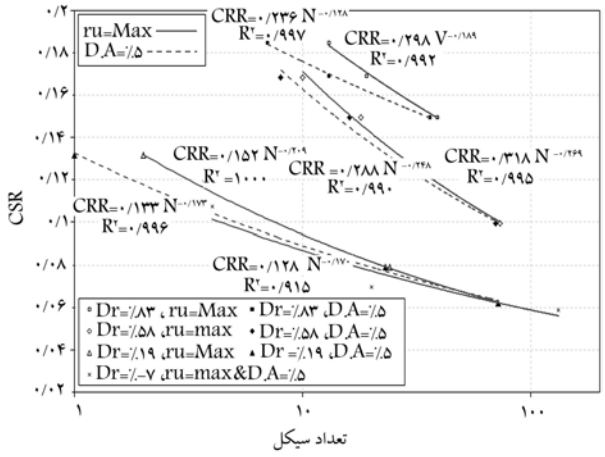
$$e_f = \frac{e}{\mathrm{FC}} \qquad (۴)$$

که در آن، e_f نسبت تخلخل بین دانه‌های ریزدانه نامیده می‌شود. حال در صورتی که ریزدانه‌های موجود در خاک از جنس رس باشند، علاوه بر اینکه به‌عنوان پُرکننده در بافت خاک عمل می‌کنند، می‌توانند با ایجاد چسبندگی در خاک، بافت خاک را یک‌پارچه‌تر سازند.

۵. روش ارزیابی مقاومت روان‌گرایی نمونه و برنامه‌ی آزمایش‌ها

به منظور ارزیابی مقاومت روان‌گرایی برای هر خاک، آزمایش‌ها در ۳ تراکم نسبی متراکم، نیمه متراکم و شُل انجام شده است. در هر تراکم نسبی، نیاز به انجام دست‌کم سه آزمایش است. لذا در هر تراکم نسبی، ۳ نمونه با شرایط یکسان ساخته و با تغییر مقدار CSR در هر آزمایش، سیکل وقوع روان‌گرایی مشخص شده است.

در شکل ۶، نمونه‌یی از نمودارهای مقاومت روان‌گرایی به‌دست‌آمده از آزمایش‌ها، بر روی یک خاک نشان داده شده است، که در آن‌ها محور افقی با مقیاس لگاریتمی



شکل ۶. مقاومت روان‌گرایی ماسه‌ی فیروزکوه در برابر تعداد سیکل در تراکم‌های مختلف.

www.SID.ir

Archive of SID

نشان‌دهنده‌ی سیکلی است که روان‌گرایی در آن رخ داده است. محور قائم نیز نسبت تنش تناوبی اعمال‌شده در آزمایش (CSR) را نشان می‌دهد. با استفاده از این نمودار می‌توان مقاومت روان‌گرایی خاک یا همان نسبت مقاومت تناوبی (CRR)[7] را در هر سیکل به‌دست آورد. نمودارهای شکل ۶، مربوط به ماسه‌ی خالص در تراکم‌های نسبی مختلف است. منظور از تراکم‌های نسبی ارائه‌شده در شکل مذکور، تراکم نسبی قبل از مرحله‌ی بارگذاری برشی است.

در هر نمودار مقاومت روان‌گرایی (مانند شکل ۶)، دو دسته منحنی مشاهده می‌شود که یکی با خط‌چین و دیگری با خط پُر نشان داده شده است. هر یک از این دو دسته نمودار در واقع برازش توانی عبور داده شده از سه نقطه هستند. هر یک از این دو منحنی بیان‌گر معیاری از روان‌گرایی هستند. نقطه‌های نمودار خط‌چین براساس رسیدن کرنش برشی دو برابر دامنه به مقدار ۵٪ (D.A. = ۵٪) (معیار اول روان‌گرایی)، و نقطه‌های نمودار خط پُر براساس بیشینه‌شدن ضریب اضافه فشار آب حفره‌یی (r_u) (معیار دوم)، به‌دست آمده‌اند. به هر حال در هر دو معیار، منحنی برازش داده‌شده را می‌توان با دقت خوب یک نمودار توانی به‌صورت رابطه‌ی ۵ فرض کرد:

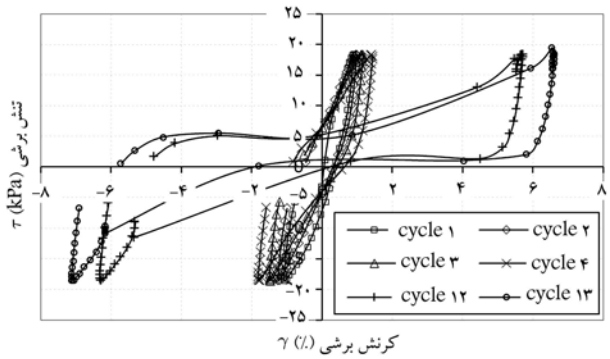
$$\mathrm{CRR} = \alpha N^{\beta} \qquad (۵)$$

که در آن، CRR نسبت مقاومت تناوبی (مقاومت روان‌گرایی)، و N بیان‌گر عدد سیکلی است که نمونه در آن روان‌گرا می‌شود. α و β ضرایبی هستند که به عواملی نظیر جنس و تراکم نسبی خاک بستگی دارند و برای یک خاک در تراکم نسبی مشخص، با انجام‌دادن دست‌کم ۳ آزمایش در سه CSR متفاوت به‌دست می‌آیند.

در این پژوهش مقاومت روان‌گرایی ارزیابی‌شده برای خاک‌های مختلف، مقاومت سیکل پانزدهم و براساس معیار بیشینه‌شدن r_u است. مقاومت سیکل پانزدهم در واقع مقاومت روان‌گرایی در برابر زلزله‌یی با بزرگای ۷٫۵ ریشتر است. در این بزرگای زلزله، تعداد سیکل معادل زلزله (N_{eq}) برابر با ۱۵ سیکل است. این مقاومت $\mathrm{CRR}_{۱۵}$ نامیده می‌شود و معیار مقایسه‌ی مقاومت روان‌گرایی خاک‌های مختلف قرار می‌گیرد.

پس از معرفی پارامترهای موجود در آزمایش‌ها، مشخصات تعدادی از آزمایش‌های انجام‌شده در جدول ۲ ارائه شده است. در جدول مذکور، برای هر خاک مشخصات فقط ۳ آزمایش در حالات متراکم، متوسط و شُل ارائه شده است.

نمونه‌یی از نمودارهای مربوط به تغییرات تنش برشی در برابر کرنش برشی، که مربوط به آزمایش ۱ است، در شکل ۷ ارائه شده است.



شکل ۷. حلقه‌های هیسترزیس، آزمایش ۱ (ماسه‌ی خالص، CSR = ۰٫۱۸۵، Dr = ٪۸۶).

۶. بررسی نتایج

در این بخش به ارائه و بررسی نتایج به‌دست‌آمده در این پژوهش پرداخته شده است. جهت نشان‌دادن نحوه‌ی به‌دست‌آوردن نمودارهای نهایی، نمودارهای مقاومت روان‌گرایی در برابر تعداد سیکل در تراکم‌های مختلف (نمودارهای پایه) تنها برای خاک ماسه‌ی فیروزکوه خالص در شکل ۶ ارائه شده است. از ارائه‌ی نمودارهای پایه مربوط به مابقی خاک‌ها صرف‌نظر شده است.

۱.۶. مقاومت روان‌گرایی ماسه‌ی فیروزکوه

نمودار پایه‌ی مقاومت روان‌گرایی ماسه‌ی خالص در ۴ تراکم نسبی مختلف به‌دست آمده است. این نمودارها در شکل ۶ ارائه شده است. هر دسته از نمودارهای این شکل مربوط به یک نسبت تخلخل (e) و یا یک تراکم نسبی (D_r) هستند. با استفاده از رابطه‌ی ۵، برای برازش نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش‌ها و با توجه به نزدیک‌بودن مقادیر R^2 به ۱ می‌توان دریافت که برازش توانی با دقت بسیار خوبی بیان‌گر مقاومت روان‌گرایی است.

روان‌گرایی مشاهده‌شده در ۶ آزمایش انجام‌شده در تراکم نسبی زیاد و متوسط (نمودارهای شکل ۶)، از نوع تحرک سیکلی[8] و در ۶ آزمایش انجام‌شده در تراکم پایین، از نوع جریانی[9] است. این تذکر لازم است که تحرک سیکلی هنگامی رخ می‌دهد که مقدار تنش برشی استاتیکی کمتر از مقاومت برشی خاک روان‌گراشده باشد. تغییرشکل‌های ناشی از تحرک سیکلی طی لرزش‌های زلزله در هر سیکل افزایش می‌یابند. برخلاف آن در روان‌گرایی، جریانی که از طریق شروع ناگهانی، سرعت زیاد پیشرفت، و مسافت زیاد تغییرمکان مصالح روان‌گراشده شناسایی می‌شود، کرنش برشی به یک دفعه افزایش می‌یابد.

در این خاک و در تمامی انواع خاک‌های دیگر، در حالت وقوع تحرک سیکلی بین معیار اول روان‌گرایی (کرنش برشی ۲ برابر دامنه‌ی مساوی با ۵٪) و معیار دوم روان‌گرایی (بیشینه‌شدن ضریب اضافه فشار آب حفره‌یی) در تعداد سیکل اختلاف وجود دارد. رفتار دیگر مشاهده‌شده در تمامی نمودارهای مربوط به سایر خاک‌ها، افزایش شیب نمودار مقاومت روان‌گرایی با افزایش تراکم خاک است. این پدیده را می‌توان به این صورت توجیه کرد که در نمونه‌های شُل، به علت تراکم کم خاک، با اعمال تغییرات اندکی در تنش وارده (یا CSR)، N دچار تغییرات بسیار زیادی می‌شود. به‌عبارت دیگر، با افزایش تنش به میزان معین در هر دو نمونه‌ی شُل و متراکم، تعداد سیکل‌ها در نمونه‌ی شُل به مراتب بیشتر از نمونه‌ی متراکم کاهش می‌یابد.

با در اختیارداشتن نمودارهای شکل ۶ می‌توان مقاومت نظیر سیکل پانزدهم را از هر نمودار برداشت کرد و آن را نماینده‌ی مقاومت روان‌گرایی نمونه در نسبت تخلخل یا تراکم نسبی مربوط دانست؛ به‌عبارت دیگر، به کمک نمودارهای شکل ۶ می‌توان نمودارهای شکل‌های ۸ و ۹ را به‌دست آورد. در این دو شکل مقاومت روان‌گرایی نظیر سیکل پانزدهم به ترتیب در برابر نسبت تخلخل و تراکم نسبی نشان داده شده است.

حال با در دست‌داشتن نمودارهای شکل‌های ۸ و ۹ می‌توان مقاومت روان‌گرایی خاک را به ترتیب در هر نسبت تخلخل یا تراکم نسبی محاسبه کرد.

۲.۶. تأثیر افزایش کائولینیت و بنتونیت در مقاومت روان‌گرایی ماسه‌ی فیروزکوه

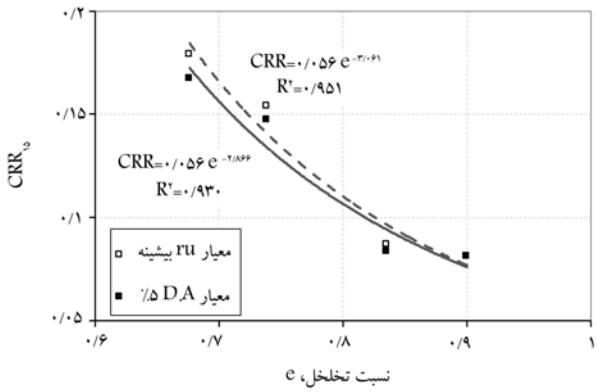
محاسبه‌ی تراکم نسبی خاک (D_r) مستلزم انجام آزمایش‌هایی است که طبیعتاً

www.SID.ir

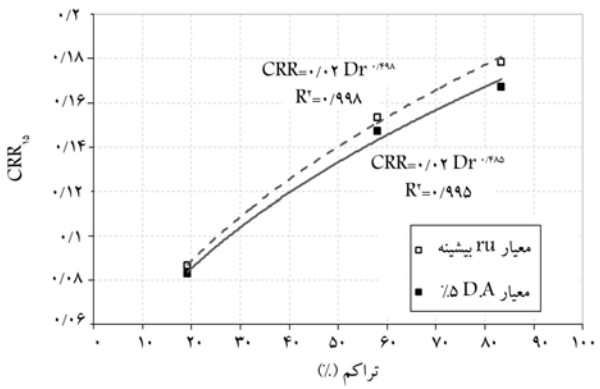
Archive of SID

جدول ۲. مشخصات تعدادی از آزمایش‌ها.

خاک	شماره‌ی آزمایش	CSR	نسبت تخلخل	تراکم نسبی (٪)	وضعیت تراکمی خاک	تعداد سیکل‌ها برای رسیدن به روانگرایی: معیار D.A.	تعداد سیکل‌ها برای رسیدن به روانگرایی: معیار r_u	$r_{u\,max}$	نوع روانگرایی
ماسه‌ی خالص	۱	۰٫۱۸۵	۰٫۶۷۰	۸۶	متراکم	۷	۱۳	۰٫۹۵	تحرک سیکلی
	۵	۰٫۱۵	۰٫۷۴۶	۵۵	متوسط	۱۶	۱۸	۰٫۹۵	تحرک سیکلی
	۹	۰٫۰۶	۰٫۸۴۰	۱۷	شُل	۷۲	۷۲	۰٫۹۱	روانگرایی جریانی
ماسه با ۵٪ کائولینیت	۱۴	۰٫۱۵	۰٫۶۶۷	۹۴	متراکم	۱۸	۲۳	۰٫۹۴	تحرک سیکلی
	۱۹	۰٫۰۸	۰٫۷۶۵	۶۳	متوسط	۴۹	۴۹	۰٫۹۰	روانگرایی جریانی
	۲۱	۰٫۰۷	۰٫۸۱۹	۴۶	شُل	۲۶	۲۶	۰٫۸۵	روانگرایی جریانی
ماسه با ۱۵٪ کائولینیت	۲۵	۰٫۱۵	۰٫۵۳۲	۱۲۷	متراکم	۸۵	۸۷	۰٫۹۴	تحرک سیکلی
	۲۷	۰٫۱۳	۰٫۵۹۰	۱۱۴	متوسط	۱۱	۱۱	۰٫۸۹	روانگرایی جریانی
	۳۰	۰٫۰۸	۰٫۶۵۰	۱۰۰	شُل	۱۸	۱۹	۰٫۹۱	روانگرایی جریانی
ماسه با ۲۵٪ کائولینیت	۳۴	۰٫۱۵	۰٫۳۸۴	۱۵۰	متراکم	۲۱۸	۲۲۵	۰٫۹۲	تحرک سیکلی
	۳۵	۰٫۱۵	۰٫۴۷۰	۱۳۵	متوسط	۴	۴	۰٫۹۳	روانگرایی جریانی
	۴۰	۰٫۰۷	۰٫۴۷۷	۱۳۳	شُل	۴۰	۴۱	۰٫۹۰	روانگرایی جریانی
ماسه با ۵٪ بنتونیت	۴۲	۰٫۱۵	۰٫۶۱۶	۸۲	متراکم	۱۳	۲۰	۰٫۹۰	تحرک سیکلی
	۴۶	۰٫۰۹	۰٫۷۴۳	۴۲	متوسط	۹۰	۹۳	۰٫۹۳	روانگرایی جریانی
	۴۹	۰٫۰۷	۰٫۸۱۳	۲۰	شُل	۲۷	۲۸	۰٫۹۲	روانگرایی جریانی
ماسه با ۱۵٪ بنتونیت	۵۲	۰٫۲۲	۰٫۵۹۵	۱۱۱	متراکم	۳۶	۵۵	۰٫۹۳	تحرک سیکلی
	۵۳	۰٫۱۵	۰٫۶۶۶	۸۳	متوسط	۸	۱۳	۰٫۸۸	تحرک سیکلی
	۵۶	۰٫۱۳	۰٫۷۳۵	۵۶	شُل	۵	۶	۰٫۸۷	تحرک سیکلی
ماسه با ۲۵٪ بنتونیت	۶۱	۰٫۱۹	۰٫۵۹۹	۱۱۸	متراکم	۷۴	۹۴	۰٫۸۵	تحرک سیکلی
	۶۴	۰٫۱۵	۰٫۶۴۵	۱۰۲	متوسط	۷۳	۸۹	۰٫۸۹	تحرک سیکلی
	۶۵	۰٫۱۷	۰٫۷۰۰	۸۴	شُل	۲	۶	۰٫۸۵	تحرک سیکلی



شکل ۸. مقاومت روانگرایی سیکل پانزدهم ماسه‌ی فیروزکوه در برابر نسبت تخلخل.



شکل ۹. مقاومت روانگرایی سیکل پانزدهم ماسه‌ی فیروزکوه در برابر تراکم نسبی.

www.SID.ir

Archive of SID

خالی از خطا نیستند. از طرف دیگر استانداردهای ASTM D۴۲۵۴ و ASTM D۴۲۵۳ به ترتیب مربوط به محاسبه‌ی نسبت تخلخل بیشینه و کمینه، برای خاک‌های حاوی بیش از ۱۵٪ رس (ریزدانه‌ی عبوری از الک شماره‌ی ۲۰۰) قابل استفاده نیستند. لذا برآورد و مقایسه‌ی مقاومت روان‌گرایی نمونه‌ها براساس نسبت تخلخل به جای تراکم نسبی منطقی‌تر به نظر می‌رسد. در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ به ترتیب اثر افزایش کائولینیت و بنتونیت در مقاومت روان‌گرایی در برابر نسبت تخلخل نشان داده شده است. در شکل‌های مذکور مبنای مقاومت روان‌گرایی، مقاومت نمونه در سیکل پانزدهم و براساس معیار بیشینه‌شدن فشار آب حفره‌یی است.

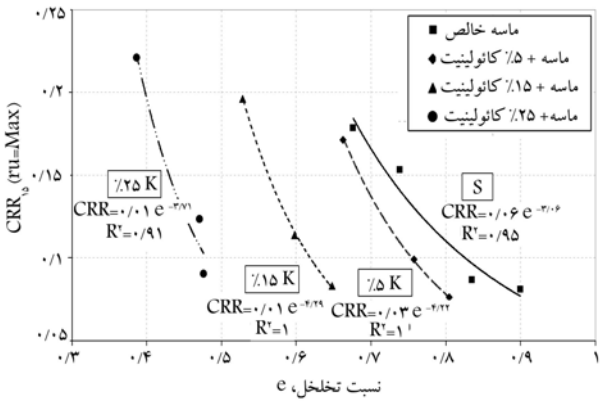
نکته‌ی قابل توجه در ارتباط با نمودارهای شکل‌های ۱۰ و ۱۱، توجه به مقدار نسبت تخلخل کلی خاک‌ها به هنگام مقایسه‌ی مقاومت روان‌گرایی آنهاست. به دلیل طبیعت فروریزشی خاک‌های با مقدار ریزدانه‌ی زیاد (مثلاً ماسه با ۲۵٪ کائولینیت) مشاهده شده است که نمونه حین مرحله‌ی اشباع، متحمل نشست زیادی می‌شود. با افزایش بیش از پیش نشست، میزان تراکم نمونه افزایش می‌یابد و افزایش تراکم باعث افزایش مقاومت روان‌گرایی می‌شود. لذا باید توجه کرد که مقایسه‌ی مقاومت روان‌گرایی ماسه‌ی تمیز و ماسه با ۲۵٪ کائولینیت با استفاده از نمودارهای شکل ۱۰ در واقع نادیده‌انگاشتن اثر تراکم (یا نسبت تخلخل) است.

با این توضیح، با توجه به نمودارهای مربوط به نسبت تخلخل کمینه و بیشینه در ماسه‌های با کائولینیت و بنتونیت، نسبت تخلخل $e = ۰/۷$ جهت بررسی مقاومت‌ها انتخاب شده است.

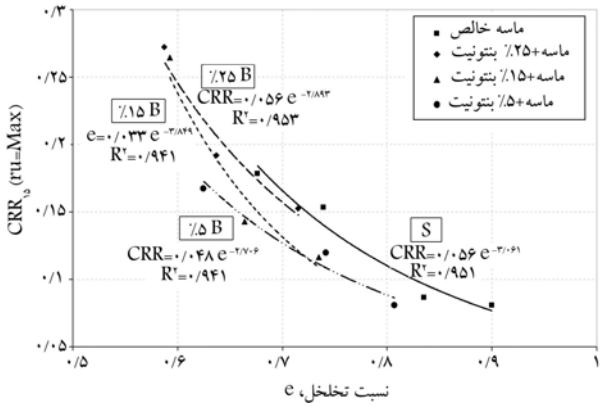
با استفاده از شکل‌های ۱۰ و ۱۱ می‌توان مقاومت هر خاک در نسبت تخلخل ۰/۷ را برداشت کرد. با تقسیم این مقاومت بر مقاومت ماسه در همان نسبت تخلخل، مقادیر نرمال مقاومت به‌دست آمده‌اند، که تغییرات آن در برابر مقدار ریزدانه برای خاک‌های حاوی کائولینیت و بنتونیت به ترتیب در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ ارائه شده است. در شکل ۱۲، قسمت‌های خط‌چین و نقاط توخالی در نمودار مقاومت روان‌گرایی نرمال مربوط به خاک‌هایی هستند که در نسبت تخلخل ۰/۷ آزمایش نشده‌اند. با دقت در شکل‌های ۱۰ الی ۱۳ می‌توان دریافت که:

۱. برای مصالح آزمایش‌شده در این پژوهش افزودن هر مقدار ریزدانه (تا ۲۵٪) از هر نوعی به ماسه، باعث کاهش مقاومت روان‌گرایی خاک حاصل نسبت به ماسه می‌شود. با توجه به سایر تحلیل‌های انجام‌شده در این پژوهش، این نتیجه در هر معیار سنجش مقاومت روان‌گرایی شامل معیارهای: نسبت تخلخل ثابت، تراکم نسبی ثابت، و نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌ی ثابت برقرار است. البته نمودار مقاومت روان‌گرایی خاک حاوی ۲۵٪ بنتونیت به نمودار مقاومت روان‌گرایی ماسه‌ی خالص بسیار نزدیک است (ولی همچنان پایین‌تر از آن است). این مطلب نشان می‌دهد که افزودن مقادیر زیاد ریزدانه با حالت خمیری بالا به ماسه، ممکن است باعث افزایش مقاومت روان‌گرایی خاک شود.

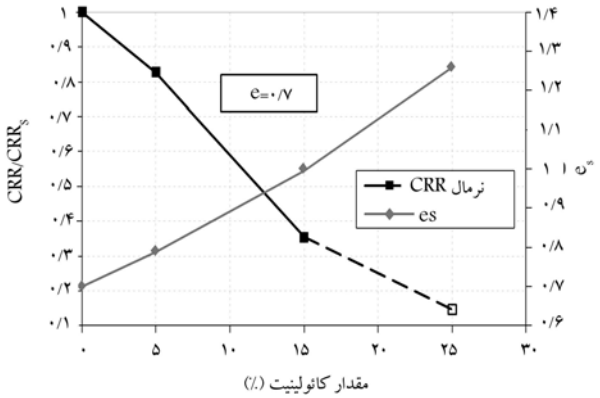
۲. در خاک‌های حاوی کائولینیت، می‌توان برای تمامی مقادیر ریزدانه‌ی کمتر از ۲۵٪، نسبت تخلخل اسکلت ماسه را نسبت تخلخل مؤثر دانست. بدان معنی که



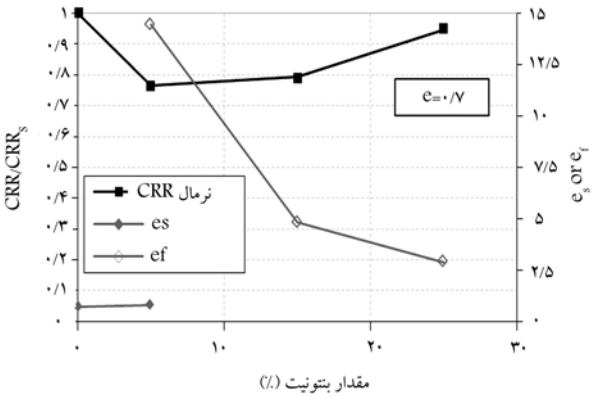
شکل ۱۰. تغییرات مقاومت روان‌گرایی در برابر نسبت تخلخل در درصدهای مختلف کائولینیت.



شکل ۱۱. تغییرات مقاومت روان‌گرایی در برابر نسبت تخلخل در درصدهای مختلف بنتونیت.



شکل ۱۲. تغییرات مقاومت روان‌گرایی نرمال و نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌ی ثابت با افزایش کائولینیت در نسبت تخلخل کلی ۰/۷.



شکل ۱۳. تغییرات مقاومت روان‌گرایی نرمال و انواع نسبت‌های تخلخل با افزایش بنتونیت در نسبت تخلخل کلی ۰/۷.

www.SID.ir

Archive of SID

در این نوع خاک این نسبت تخلخل می‌تواند معیار مقایسه‌ی مقاومت روان‌گرایی قرارگیرد. به طور دقیق‌تر، در خاک‌های حاوی کائولینیت با افزایش نسبت تخلخل اسکلت ماسه، مقاومت روان‌گرایی کاهش می‌یابد. همچنین، تا مقدار ریزدانه‌ی ۲۵٪، هیچ مقدار ریزدانه‌ی حدی برای رس کائولینیت وجود ندارد.

۳. در خاک‌های حاوی بنتونیت و با معیار نسبت تخلخل ثابت، کمترین مقاومت در خاک حاوی ۵٪ بنتونیت مشاهده می‌شود و لذا ۵٪ را حد بنتونیتی (مقدار ریزدانه‌ی حدی برای رس بنتونیت) این خاک می‌دانیم. در این حالت با توجه به شکل ۱۳ در محدوده‌ی ریزدانه‌ی کمتر از ۵٪، نسبت تخلخل اسکلت ماسه (e_s) و در محدوده‌ی ریزدانه‌ی بیشتر از ۵٪، نسبت تخلخل بین دانه‌های ریز (e_f) به‌عنوان نسبت تخلخل مؤثر در نظر گرفته می‌شوند.

۳.۶. تأثیر شاخص حالت خمیری بخش ریزدانه در مقاومت روان‌گرایی

در شکل ۱۴، مقاومت روان‌گرایی متناظر با سیکل پانزدهم در معیار دوم روان‌گرایی در برابر نسبت تخلخل برای خاک‌های حاوی انواع ریزدانه با درصدهای مختلف نشان داده شده است. در این شکل‌ها مقدار ریزدانه به ترتیب برابر با ۵ ، ۱۵ و ۲۵ درصد است. با استفاده از نمودارهای ارائه‌شده در شکل ۱۴ می‌توان مقاومت روان‌گرایی هر یک از خاک‌ها را در هر نسبت تخلخل موردنظر به‌دست آورد. این کار برای نسبت تخلخل‌های $e = ۰/۶$، $e = ۰/۶۵$ و $e = ۰/۷$ انجام شده است. سپس مقادیر مقاومت به‌دست‌آمده در نمودارهای دیگری در شکل ۱۵ در برابر شاخص حالت خمیری بخش ریزدانه‌ی مربوط به هر خاک (موجود در جدول ۱) نشان داده شده است. در شکل ۱۵ج، نمودار نقطه‌چین مربوط به خاکی است که در نسبت تخلخل مربوط، آزمایشی بر روی آن انجام نشده است. همچنین رابطه‌ی برازش‌شده‌ی مربوط به هر نمودار درکنار آن درج شده است. نتایج حاصل از این نمودارها عبارت‌اند از:

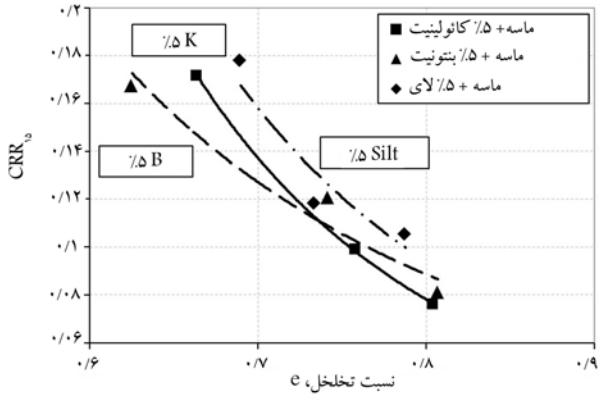
۱. درتمامی نسبت‌های منافذ در حالت وجود ۵٪ ریزدانه، روند تغییرات مقاومت روان‌گرایی با شاخص حالت خمیری ریزدانه به‌صورت کاهشی و در حالت وجود ۱۵ و ۲۵ درصد ریزدانه، به‌صورت افزایشی است. درصدی از ریزدانه به‌عنوان آستانه‌ی شروع تأثیر افزایشی شاخص حالت خمیری بخش ریزدانه در مقاومت روان‌گرایی وجود دارد. این مقدار آستانه قطعاً بین ۵ و ۱۵ است، که تخمین دقیق‌تر آن نیازمند مطالعات بیشتر در این زمینه است. با بررسی ادبیات موجود در این زمینه،[۱۸] می‌توان تخمین زد که مقدار آستانه بیشتر از ۱۰٪ وکمتر از ۱۵٪ است.

۲. با افزایش درصد ریزدانه، شیب نمودارها افزایش می‌یابد. به‌عبارت دیگر، با افزایش درصد ریزدانه، اثر شاخص حالت خمیری بخش ریزدانه بیشتر می‌شود. این امر نشان‌دهنده‌ی آن است که علاوه بر حالت خمیری بخش ریزدانه، حالت خمیری ترکیب خاک نیز در مقاومت روان‌گرایی تأثیرگذار است.

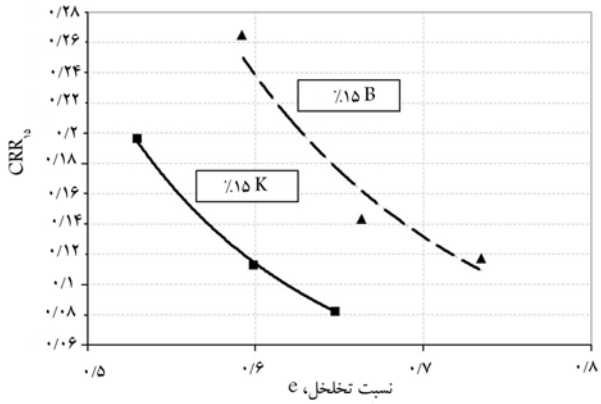
۳. با افزایش نسبت تخلخل (کاهش تراکم و شُل‌ترشدن خاک)، اثر حالت خمیری بخش ریزدانه شدت کمتری پیدا می‌کند. به این معنی که شیب نمودار مقاومت روان‌گرایی در برابر شاخص حالت خمیری بخش ریزدانه کاهش می‌یابد. این نتیجه در پژوهش‌های مشابه نیز مشاهده شده است.[۱۸]

۴. پژوهش بیشتر نوع منحنی برازش (توانی یا خطی) و به‌دست‌آوردن منحنی‌های برازش دقیق‌تر، نیاز به انجام آزمایش‌های بیشتری بر روی خاک‌هایی دارد که شاخص حالت خمیری بخش ریزدانه‌ی آنها در محدوده‌ی ۱۹ تا ۱۱۶ باشد.

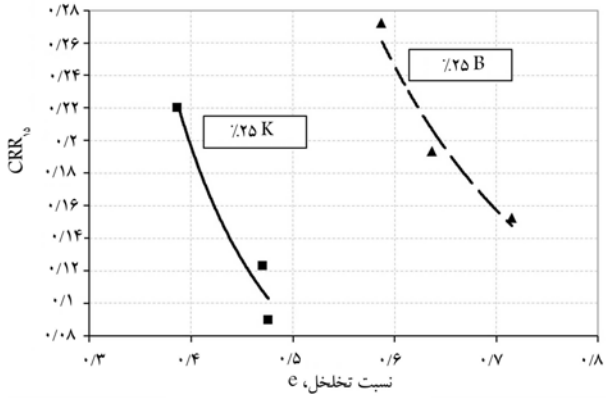
در ادامه با نمایش عکس‌های میکروسکوپ الکترونی در ارتباط با نتیجه‌ی اول بحث شده است. در شکل‌های ۱۶الف و ب به ترتیب تصویر دو خاک ماسه با ۵٪



الف) نمونه ی حاوی ۵٪ ریزدانه؛ (اطلاعات ترکیب ماسه با ۵٪ سیلت از مرجع [۲۴] استخراج شده است.



ب) نمونه ی حاوی ۱۵٪ ریزدانه؛



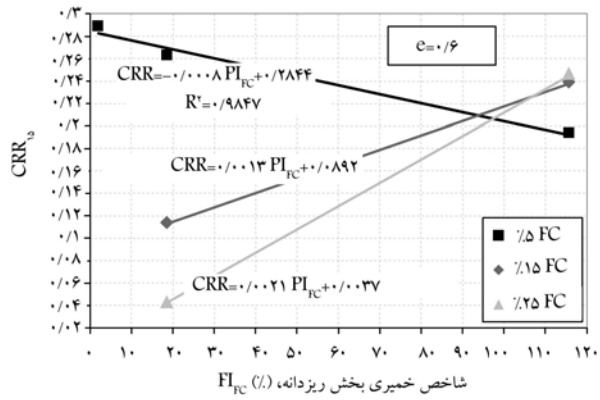
ج) نمونه ی حاوی ۲۵٪ ریزدانه.

شکل ۱۴. مقاومت روان‌گرایی در برابر نسبت تخلخل (نمودار خاک حاوی سیلت از مرجع[۲۴]).

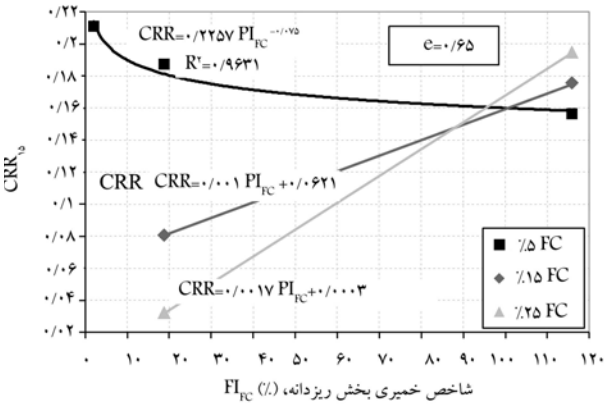
کائولینیت و ماسه با ۵٪ بنتونیت نمایش داده شده است. نتایج حاکی از آن است که در حالت افزودن ۵٪ ریزدانه به ماسه‌ی فیروزکوه، شاخص حالت خمیری ریزدانه نقش چندانی نخواهد داشت. علت این رفتار را شاید بتوان به سطح مخصوص و هندسه‌ی دانه‌های بخش ریزدانه مرتبط دانست. با دقت در شکل ۱۶ می‌توان دریافت که اولاً سطح مخصوص بنتونیت بیشتر از کائولینیت است و نقش پُرکنندگی فضای بین دانه‌های ماسه را بهتر ایفا می‌کند و ثانیاً ذرات بنتونیت گردگوشه‌تر از کائولینیت هستند. در نتیجه وجود بنتونیت باعث تسهیل بیشتر لغزش دانه‌های ماسه بر روی یکدیگر و کاهش بیشتر مقاومت روان‌گرایی می‌شود.

www.SID.ir

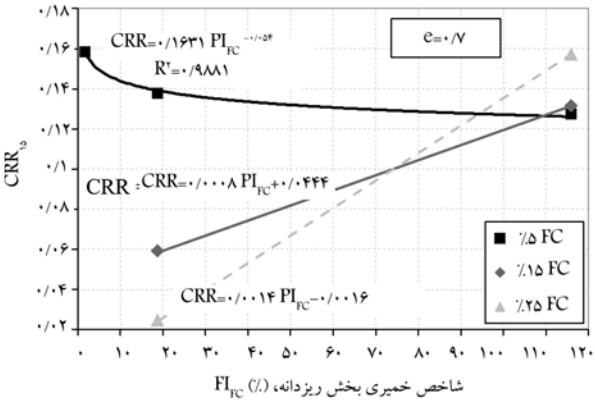
Archive of SID



الف) نسبت تخلخل ۰/۶؛

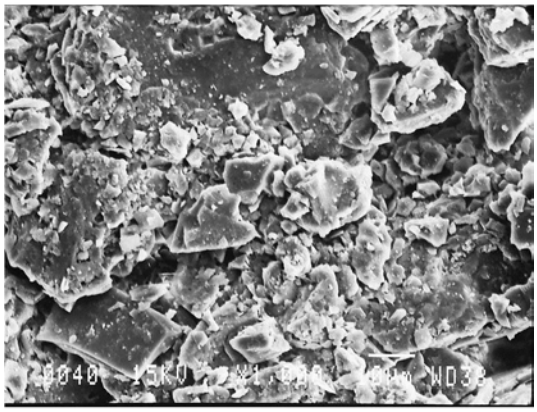


ب) نسبت تخلخل ۰/۶۵؛

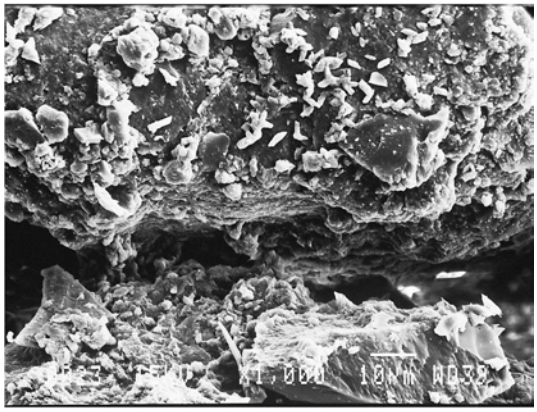


ج) نسبت تخلخل ۰/۷.

شکل ۱۵. مقاومت روان‌گرایی در برابر شاخص حالت خمیری بخش ریزدانه.

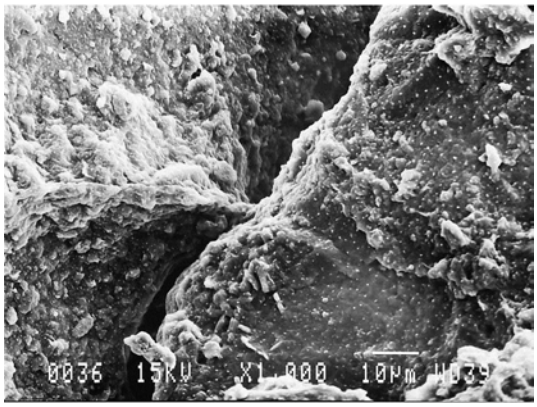


الف) کائولینیت؛



ب) بنتونیت.

شکل ۱۶. ماسه با ۵٪ کائولینیت و ۵٪ بنتونیت در تراکم زیاد.



شکل ۱۷. ماسه با ۱۵٪ بنتونیت در تراکم کم.

از طرف دیگر، در حالت حضور این مقدار ریزدانه، به علت کم‌بودن مقدار ریزدانه، ارتباط بین ذرات ریزدانه به‌خوبی برقرار نشده است؛ و به عبارتی حالت خمیری بخش ریزدانه فعال نشده است، تا بتواند در جهت جبران کاهش مقاومت روان‌گرایی نقش داشته باشد.

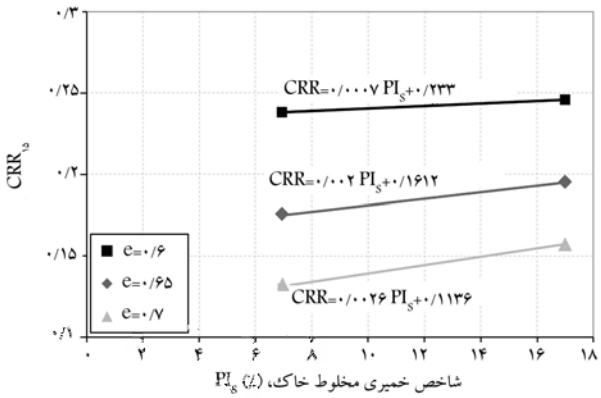
مطلب عنوان‌شده در حالت حضور ۱۵٪ ریزدانه صادق نیست. افزودن ۱۵٪ بنتونیت و مقادیر بیشتر از آن سبب می‌شود که علاوه بر عملکرد پوشش سطح دانه‌های ماسه، ذرات بنتونیت درکنار یکدیگر قرار بگیرند (فعال‌شدن ساختار ریزدانه) و چسبندگی آنها مانع از تغییرمکان بیشتر دانه‌های ماسه بشود. در نتیجه مقاومت روان‌گرایی افزایش می‌یابد. افزایش تماس ذرات بنتونیت با یکدیگر در خاک حاوی ۱۵٪ بنتونیت، در شکل ۱۷ قابل تشخیص است. در شکل مذکور تصویری از خاک حاوی ۱۵٪ بنتونیت در تراکم کم نشان داده شده است.

۴.۶. تأثیر شاخص حالت خمیری خاک در مقاومت روان‌گرایی

بعد از بررسی اثر شاخص حالت خمیری بخش ریزدانه، در ادامه به بررسی حالت خمیری ترکیب خاک پرداخته شده است. منظور از شاخص حالت خمیری ترکیب خاک، شاخص حالت خمیری بخش ردشده از الک شماره‌ی ۴۰ در هر خاک

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۱۸. مقاومت روان‌گرایی در برابر شاخص حالت خمیری ترکیب خاک در نسبت تخلخل‌های مختلف.

است. این موضوع را می‌توان با استفاده از شکل ۱۸ بررسی کرد، که در آن مقاومت روان‌گرایی در برابر شاخص حالت خمیری خاک برای نسبت تخلخل‌های مختلف نشان داده شده است. نتایج حاصل از این نمودارها بدین شرح هستند:

۱. با افزایش شاخص حالت خمیری خاک، مقاومت روان‌گرایی افزایش می‌یابد.

۲. تأثیر افزایشی شاخص حالت خمیری خاک در مقاومت روان‌گرایی، با کاهش نسبت تخلخل (افزایش تراکم) کاهش می‌یابد.

۳. ممکن است روند افزایش، به جای برازش خطی، برازش‌های دقیق‌تری داشته باشد. مطالعه‌ی این مسئله به انجام آزمایش‌های بیشتر بر روی خاک‌هایی با شاخص حالت خمیری بین ۷ و ۱۷ و یا خارج از این محدوده نیاز دارد.

۷. نتیجه‌گیری

- افزودن هر مقدار ریزدانه (تا ۲۵٪) از هر نوع به ماسه، باعث کاهش مقاومت روان‌گرایی خاک حاصل نسبت به ماسه خالص می‌شود. در خاک‌های حاوی کائولینیت و براساس معیار نسبت تخلخل ثابت، می‌توان برای تمامی مقادیر ریزدانه‌ی کمتر از ۲۵٪، نسبت تخلخل اسکلت ماسه را نسبت تخلخل مؤثر دانست. همچنین، تا مقدار ریزدانه‌ی ۲۵٪ هیچ حد کائولینیتی وجود ندارد. در خاک‌های حاوی بنتونیت نیز کمترین مقاومت در خاک حاوی ۵٪ بنتونیت مشاهده می‌شود و لذا ۵٪ را حد بنتونیتی این خاک می‌دانیم. در این حالت در محدوده‌ی ریزدانه‌ی کمتر از ۵٪، نسبت تخلخل اسکلت ماسه (e_s) و در محدوده‌ی ریزدانه‌ی بیشتر از ۵٪، نسبت تخلخل بین دانه‌های ریز (e_f) به‌عنوان نسبت تخلخل مؤثر در نظر گرفته می‌شوند.
- با توجه به نتایج به‌دست‌آمده ملاحظه می‌شود که در حالت افزودن ۵٪ ریزدانه به ماسه‌ی فیروزکوه، حالت خمیری ریزدانه نقش چندانی در تغییر مقاومت روان‌گرایی نخواهد داشت. علت این رفتار را شاید بتوان به سطح مخصوص و هندسه‌ی دانه‌های بخش ریزدانه مرتبط دانست. اولاً، سطح مخصوص بنتونیت بیشتر از کائولینیت است و نقش پُرکنندگی فضای بین دانه‌های ماسه را بهتر ایفا می‌کند و ثانیاً، ذرات بنتونیت گردگوشه‌تر از کائولینیت هستند. در نتیجه وجود بنتونیت باعث تسهیل بیشتر لغزش دانه‌های ماسه بر روی یکدیگر و کاهش بیشتر مقاومت روان‌گرایی می‌شود. از طرف دیگر، در حالت حضور این مقدار ریزدانه به علت کم‌بودن مقدار ریزدانه، ارتباط بین ذرات ریزدانه به‌خوبی برقرار نشده و به عبارتی حالت خمیری بخش ریزدانه فعال نشده است تا بتواند در جهت جبران کاهش مقاومت روان‌گرایی نقش داشته باشد.
- روند حاکم در خاک‌های حاوی ۵٪ ریزدانه در حالت حضور ۱۵٪ ریزدانه و یا بیشتر صادق نیست. افزودن ۱۵٪ بنتونیت و مقادیر بیشتر از آن سبب می‌شود که علاوه بر عملکرد پوشش سطح دانه‌های ماسه، ذرات بنتونیت در کنار یکدیگر قرار بگیرند (فعال‌شدن ساختار ریزدانه) و چسبندگی آنها مانع از تغییرمکان بیشتر دانه‌های ماسه بشود. در نتیجه مقاومت روان‌گرایی افزایش می‌یابد.
- در حالت افزودن ریزدانه‌های با حالت خمیری مختلف به یک خاک پایه، درصدی از ریزدانه به‌عنوان آستانه‌ی شروع تأثیر افزایشی شاخص حالت خمیری بخش ریزدانه در مقاومت روان‌گرایی وجود دارد. این مقدار آستانه بین ۵ و ۱۵ است، که تخمین دقیق‌تر آن نیازمند پژوهش‌های بیشتر در این زمینه است. با بررسی ادبیات موجود در این زمینه،[۱۸] می‌توان تخمین زد که مقدار آستانه بیشتر از ۱۰٪ و کمتر از ۱۵٪ است.
- با افزایش درصد ریزدانه، شیب نمودارهای مقاومت روان‌گرایی در برابر شاخص شاخص حالت خمیری بخش ریزدانه افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر، با افزایش درصد ریزدانه، اثر شاخص حالت خمیری بخش ریزدانه بیشتر می‌شود.
- با افزایش نسبت تخلخل (کاهش تراکم و شُل‌تر شدن خاک)، اثر شاخص حالت خمیری بخش ریزدانه شدت کمتری پیدا می‌کند. به این معنی که شیب نمودار مقاومت روان‌گرایی در برابر شاخص حالت خمیری بخش ریزدانه کاهش می‌یابد.
- با افزایش شاخص حالت خمیری خاک، مقاومت روان‌گرایی افزایش می‌یابد. همچنین تأثیر افزایشی حالت خمیری خاک در مقاومت روان‌گرایی، با کاهش نسبت تخلخل (افزایش تراکم نسبی) کاهش می‌یابد.

پانوشت‌ها

1. scanning electron microscope (SEM)
2. cyclic simple shear apparatus
3. back pressure
4. cyclic stress ratio
5. sand skeleton void ratio
6. fine content
7. cyclic resistance ratio
8. cyclic mobility
9. flow liquefaction

www.SID.ir

Archive of SID

منابع (References)

1. Lee, K.L. and Fitton, J.A. "Factors affecting the cyclic loading strength of soil", Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations, ASTM STP 450, American Society for Testing and Materials, pp. 71-95 (1969).
2. Seed, H.B., Idriss, I.M. and Arango, I. "Evaluation of liquefaction potential using field performance data", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE,* **109**(3), pp. 458-482 (1983).
3. Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-Value and fines content", *Soils and Foundations, JSSMFE*, **23**(4), pp. 56-74 (1983).
4. Ishihara, K. "Liquefaction and flow failure during earthquakes", *Géotechnique,* **43**(3), pp. 351-415 (1993).
5. Ghahremani, M., Ghalandarzadeh, A. and Moradi, M. "Effect of plastic fines on cyclic resistance of saturated san", *Journal of Seismology and Earthquake Engineering (JSEE)*, **8**(2), pp. 71-80 (2006).
6. Seed, H.B., Idriss, I.M. and Arango, I. "Evaluation of liquefaction potential using field performance data", *J. Geotech. Eng.,* **109**(3), pp. 458-482 (1983).
7. Bray, J.D., Sancio, R.B., Durgunoglu, T., Onalp, A., Youd, T.L., Stewart, J.P., Seed, R.B., Cetin, O.K., Bol, E., Baturay, M.B., Christensen, C. and Karadayilar, T. "Subsurface characterization of ground failure sites in Adapazari, Turkey", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.,* **130**(7), pp. 673-685 (2004).
8. Ishihara, K. and Koseki, J. "Discussion on the cyclic shear strength of fines-containing sands", *Earthquakes Geotechnical Engineering, Proc. of the 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering,* Rio De Janeiro, Brazil, pp. 101-106 (1989).
9. Yasuda, S., Wakamatsu, K. and Nagase, H. "Liquefaction of artificially filled silty sands", *Ground Failures under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication, ASCE,* **44**, pp. 91-104 (1994).
10. Koester, J.P. "The influence of fine type and content on cyclic strength", *Ground Failures under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication, ASCE,* **44**, pp. 17-33 (1994).
11. Das, B.M., Puri V.K. and Prakash S. "Liquefaction of silty soils", *Proc. of 2nd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering,* Lisbon, Portugal, **2**, pp. 619-623 (1999).
12. Polito C.P. "The effects of non-plastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soil", Ph.D. Dissertation, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University (1999).
13. Perlea, V.G., Koester, J.P. and Prakash, S. "How liquefiable are cohesive soils?", *Proc. of 2nd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisbon, Portugal (1999).
14. Liang, R., Bai, X. and Wang, J. "Effect of clay particle content on liquefaction of soil", *Proc. of 12th World Conf. on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand (2000).
15. Gratchev, I.B., Sassa, K. and Fukuoka, H. "How reliable is the plasticity index for estimating the liquefaction potential of clayey sands?", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.,* **132**(1), pp. 124-127 (2006).
16. Boulanger, R.W. and Idriss, I.M. "Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays", *Geotech. Geoenviron. Eng.,* **132**(11), pp. 1413-1426 (2006).
17. Donahue, J.L., Bray, J.D. and Riemer, M.F. "The liquefaction susceptibility, resistance, and response of silty and clayey soils", University of California, Berkeley (2007).
18. Sung-Sik, P. and Young-Su, K. "Liquefaction resistance of sands containing plastic fines with different plasticity", *J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE,* **139**(5), pp. 825-830 (2012).
19. Kirca, V., Sumer, B. and Fredsφe, J. "Influence of clay content on wave-induced liquefaction", *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., ASCE*, **140**(6) (2014).
20. Zeng, C. and Feng, W. "Influence of clay content on liquefaction and post-liquefaction of silt", *Electronic Journal of Geotechnical Engineering,* **19**, pp. 721-731 (2014).
21. Benghalia, Y., Bouafia, A., Canou, J. and Dupla, J.C. "Liquefaction susceptibility study of sandy soils: effect of low plastic fines", *Arabian Journal of Geosciences,* Springer, **8**(2), pp. 605-618 (2014).
22. Towhata, I., *Geotechnical Earthquake Engineering*, Springer Series in Geomechanics and Geoengineering (2008).
23. Thevanayagam, S. "Liquefaction potential and undrained fragility of silty soils", *Proc. of 12th World Conf. on Earthquake Engineering,* Auckland, New Zealand (2000).
24. Shirasb, A. "Effect of non-plastic fines on the liquefaction resistance of sand using cyclic simple shear tests", MS Thesis, Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology (2010).

www.SID.ir