

بررسی رفتار حالت بحرانی ماسه‌های رس‌دار تحت بارگذاری استاتیکی و سیکلیک

امید نعیمی فر* (استادیار)

دانشگاه آزاد اسلامی، واحد ملارد، گروه مهندسی عمران، ملارد، ایران

سید شهاب‌الدین یثربی (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۳۹۵)
دوری ۲ - ۳، شماره ۳/۲، ص. ۲۱-۱۳

رفتار حالت پایدار ماسه‌های حاوی ریزدانه‌ی خمیری با استفاده از آزمایش‌های سه محوری سیکلیک و استاتیکی بررسی شده است. نتایج آزمایش‌ها نشان داده است که افزایش چگالی در درصد‌های کم ریزدانه منجر به افزایش قابل ملاحظه در مقدار مقاومت حالت پایدار خواهد شد، در حالی که با افزایش درصد ریزدانه، تأثیر تراکم در مقاومت در کرنش‌های زیاد تقریباً نامحسوس خواهد شد. همچنین با افزایش ریزدانه‌ی خمیری، ناپایداری ترکیبات افزایش می‌یابد و این روند بعد از رسیدن به یک حد آستانه معکوس می‌شود. حد آستانه مستقل از نوع بارگذاری است و برای آزمایش‌های سیکلیک و استاتیکی تقریباً یکسان است. مقایسه‌ی نتایج مربوط به چند نوع ریزدانه با حالت‌های خمیری مختلف و در شرایط یکسان، نشان داده است که در زیر حد آستانه، افزایش حالت خمیری ترکیب منجر به ناپایداری بیشتر آن خواهد شد، ضمن آنکه با افزایش درصد ریزدانه‌ی خمیری، تأثیر حالت خمیری آن در نتایج بیشتر خواهد شد.

واژگان کلیدی: سیکلیک، استاتیکی، خط حالت پایدار، سه محوری، حد آستانه.

۱. مقدمه

در سال‌های دور، ماسه‌ها به‌عنوان خاک‌های مسئله‌دار شناخته نمی‌شدند و مسائل ژئوتکنیکی بیشتر با بحث‌هایی مانند تحکیم و تورم خاک‌های رسی مطرح می‌شده است. پس از زلزله‌ی در نیگاتا (۱۹۶۴) و روانگرایی و خرابی‌های گسترده‌ی ناشی از آن، توجه پژوهشگران به خاک‌های ماسه‌ی و رفتار ناپایدار توده‌های ماسه‌ی سست و اشباع در طی زلزله جلب شده است. مطالعات اولیه فقط بر روی ماسه‌های تمیز و سپس ماسه‌های سیلت‌دار انجام می‌شده است، چرا که به نظر می‌رسیده است چسبندگی ریزدانه‌ی خمیری مانع از رخداد روانگرایی در ماسه خواهد شد. به هر حال پس از زلزله‌هایی مثل نورث‌ریج^۱ (۱۹۹۴)، کوکانلی^۲ (۱۹۹۹)، و یا چی چی^۳ (۱۹۹۹)، این مسئله در کانون توجه قرار گرفته است، که علاوه بر ماسه‌های تمیز و ماسه‌های سیلت‌دار، ماسه‌های رس‌دار نیز می‌توانند پدیده‌هایی مانند روانگرایی از خود بروز دهند و لذا وجود رس و چسبندگی نمی‌تواند مانع از بروز رفتارهای ناپایدار در آنها شود. پژوهش‌هایی که تاکنون در مورد رفتارهای ناپایدار ماسه‌ها و عوامل مؤثر در آنها صورت گرفته است، نشان داده است که تراکم، فشار همه‌جانبه، و درصد ریزدانه از مهم‌ترین پارامترهایی هستند که در رفتار حالت بحرانی یا حالت پایدار ماسه‌ها تأثیرگذار هستند.

در سال‌های اخیر نیز مطالعات مختلفی در این زمینه انجام شده است. در

پژوهشی در سال ۲۰۰۵^۱، با انجام آزمایش‌های سه محوری سیکلیک به شیوه‌ی کنترل تنش روی نمونه‌های بازسازی‌شده از ماسه و رس کانون نشان داده شده است که افزایش فشار همه‌جانبه موجب کاهش تعداد سیکل‌های لازم برای رسیدن به روانگرایی خواهد شد. در پژوهش دیگری در سال ۲۰۱۰^۲، نیز نشان داده شده است که با افزایش چگالی، تأثیر تنش پیش‌تحکیمی در مقاومت سیکلیک بیشتر خواهد شد. همچنین نتیجه‌گیری شده است که با افزایش درصد ریزدانه، مقاومت سیکلیک کاهش می‌یابد و اثر کاهش‌ی آن با افزایش چگالی، تشدید می‌شود.

همچنین برخی پژوهشگران با انجام آزمایش‌های مونونیک (۲۰۱۱) روی نمونه‌هایی که با دو روش تراکم مرطوب و ریزش خشک ساخته شده بودند، نتیجه‌گیری کرده‌اند که با افزایش فشار همه‌جانبه، مقادیر مقاومت‌های به‌دست‌آمده از آزمایش‌های استاتیکی افزایش می‌یابد.^۳ علاوه بر تراکم و فشار همه‌جانبه، درصد ریزدانه، شکل، و نوع آن نیز در رفتار ماسه می‌تواند تأثیر قابل توجهی داشته باشد. به‌عنوان مثال، با افزایش اندازه‌ی دانه‌های سیلتی و همچنین تیزگوشه‌تر شدن آنها، پتانسیل روانگرایی ماسه‌های مورد آزمایش افزایش می‌یابد.^۴ پژوهشگران دیگری (۲۰۱۰) نیز بیان کرده‌اند که افزایش ریزدانه‌های غیر خمیری تا حدود ۳۰٪، موجب افزایش پتانسیل روانگرایی خواهد شد؛ در حالی که افزایش ریزدانه در مقادیر بیش از ۳۰٪، موجب افزایش مجدد مقاومت خواهد شد.^۵

برخی پژوهشگران (۲۰۱۰) نیز نتیجه‌گیری کرده‌اند که با افزایش درصد ریزدانه‌ی سیلتی تا ۵۰٪، مقاومت در مقابل روانگرایی کاهش می‌یابد. افزایش درصد ریزدانه‌ی

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۲/۱۳، اصلاحیه ۱۳۹۳/۱۰/۶، پذیرش ۱۳۹۳/۱۲/۹.

سیلتی موجب می‌شود تا افزایش فشار آب حفره‌یی و نیز رخداد کرنش‌های محوری قابل توجه در تعداد سیکل‌های کمتری نسبت به نمونه‌های ماسه‌ی تمیز رخ دهد.^[۶] بررسی روند رفتاری در حالت بحرانی یا پایدار و با بررسی تغییرات خطوط حالت پایدار نیز از دیگر موضوعاتی است که مورد توجه قرار گرفته است:

براساس نتایج پژوهشی در سال ۲۰۱۰، نقاط ناشی از آزمایش‌های زهکشی‌شده و زهکشی‌نشده در حالت پایدار روی یک خط قرار می‌گیرند.^[۷] همچنین نتایج آزمایش‌های سه‌محوری مونوتنیک نشان داده است که با افزایش درصد سیلت‌های غیرخمیری از صفر تا ۱۵ درصد، خط حالت پایدار به سمت پایین حرکت می‌کند که نشان‌گر افزایش پتانسیل روانگرایی است.^[۷]

پژوهش‌های سال‌های اخیر نشان داده است که ماسه‌های حاوی ریزدانه‌ی خمیری نیز می‌توانند در حالت پایدار از خود رفتار ناپایدار نشان دهند و لذا حالت خمیری ریزدانه نمی‌تواند مانع از بروز رفتارهای ناپایدار در آنها شود.^[۹،۸] شواهد بسیاری از زلزله‌های اخیر نشان داده است که خاک‌هایی با PI برابر ۱۲ و یا حتی ۱۷٪ نیز روانگرا شده‌اند.^[۱۰]

در پژوهشی در سال ۲۰۰۷، با انجام آزمایش‌های برش پیچشی سیکلیک روی ماسه و بتونیت با روش ریزش خشک نتیجه‌گیری شده است که اضافه شدن ۷٪ بتونیت موجب تسریع در روند افزایش فشار آب حفره‌یی می‌شود، در حالی که ادامه‌ی افزایش درصد بتونیت به ۱۵٪، موجب بالا رفتن مجدد مقاومت می‌شود.^[۱۱] نتایج مشابه نیز توسط دیگر پژوهشگران گزارش شده است.^[۱۲]

مطالعات دیگری نیز نشان داده است که با افزایش درصد رس کائولن، به تدریج رفتار اتساعی نمونه محو می‌شود و در درصد رس برابر با ۲۰ و ۳۰، از ابتدا فشار آب حفره‌یی مثبت است.^[۱۳]

در مورد ریزدانه‌های خمیری علاوه بر درصد ریزدانه، حالت خمیری آن نیز اهمیت دارد. نتایج برخی مطالعات نشان داده است که با گذشتن PI از ۷٪، رفتار مصالح از حالت ماسه‌یی و احتمال روانگرایی، به رفتار رس‌مانند و عدم احتمال روانگرایی بر اثر افزایش فشار آب حفره‌یی تبدیل می‌شود.^[۱۴]

مطالعاتی که در مورد زلزله‌ی کوکائلی (۱۹۹۹) در ترکیه انجام شده است، نشان داده است که:

(الف) خاک‌هایی که PI آنها کمتر از ۱۲ باشد، قابلیت روانگرایی دارند؛

(ب) خاک‌هایی که PI بین ۱۲ تا ۱۸ باشد، پتانسیل متوسط روانگرایی دارند؛

(ج) خاک‌های با PI بیشتر از ۱۸، غیر روانگرا هستند.^[۱۵]

انجام آزمایش‌های گسترده بر روی ترکیبات ماسه با رس کائولن ($PI = 30$) و بتونیت ($PI = 340$) نشان داده است که اهمیت نشانه‌ی خمیری به مراتب بیش از درصد ریزدانه است و این نشانه‌ی خمیری بودن کل مصالح است، که نقش اساسی را ایفا می‌کند.^[۱۶]

در پژوهش دیگری با جمع‌بندی نتایج آزمایش‌های مختلف مشخص شده است که با افزایش PI مصالح مورد آزمایش تا حدود ۱۳٪، مقاومت در مقابل روانگرایی کاهش می‌یابد، اما در ادامه، مقاومت مصالح روند افزایشی نامحسوسی را پیدا می‌کند.^[۱۷]

همچنین در پژوهشی در سال ۲۰۱۲، با انجام آزمایش‌های سیکلیک کنترل تنش روی ترکیبات ماسه با ۱۰٪ از رس‌های مختلف با مقادیر حالت‌های خمیری ۸، ۱۸، ۵۰ و ۳۷۷ درصد نتیجه‌گیری شده است که هر چه حالت خمیری رس مورد استفاده در درصد ریزدانه‌ی ثابت افزایش یابد، مقادیر مقاومت در مقابل روانگرایی کاهش می‌یابد. ضمناً با افزایش چگالی، این روند کاهش تشدید می‌شود.^[۱۸]

با جمع‌بندی نتایج مطالعات انجام‌شده به نظر می‌رسد که بررسی بیشتر در مورد رفتار ماسه‌های حاوی ریزدانه‌ی خمیری ضروری باشد. در این مطالعه، بررسی تأثیر ریزدانه‌های خمیری با حالت‌های خمیری مختلف مورد توجه قرار گرفته است. با انجام آزمایش با فشارهای همه‌جانبه و تراکم‌های مختلف تحت بارگذاری سیکلیک و مونوتنیک این امکان فراهم شده است، که علاوه بر درصد ریزدانه و حالت خمیری آن، امکان بررسی رفتار حالت بحرانی یا پایدار نمونه‌ها در شرایط مختلف بارگذاری استاتیکی و سیکلیک فراهم شود.

در ادامه، پس از ذکر جزئیات لازم از مصالح مورد استفاده و روند انجام آزمایش‌ها و مشخصات آنها، در ابتدا تأثیر پارامتر تراکم در مشخصات رفتاری نمونه‌ها با استفاده از آزمایش‌های سیکلیک و استاتیکی مورد بررسی قرار گرفته است. سپس ضمن بررسی تأثیر درصد ریزدانه‌ی خمیری، تغییرات پتانسیل روانگرایی و مقاومت سیکلیک بر مبنای تعداد زیادی از آزمایش‌های استاتیکی و سیکلیک مورد بحث قرار گرفته است. همچنین برای بررسی کمی تغییرات پتانسیل روانگرایی از پارامتر حالت استفاده شده است. نهایتاً با استفاده از مقایسه‌ی نتایج ریزدانه‌های با خاصیت خمیری مختلف در آزمایش‌های استاتیکی و سیکلیک، تأثیر حالت خمیری ریزدانه نیز در رفتار زهکشی‌نشده‌ی ماسه‌های رس‌دار مورد بررسی قرار گرفته است.

۲. مشخصات مصالح

برای مصالح ماسه‌یی در انجام آزمایش‌ها از ماسه‌ی استاندارد سیلیسی شکسته‌ی فیروزکوه استفاده شده است (ماسه‌ی ۱۶۱)، که به رنگ زرد متمایل به طلایی است (جدول ۱). ریزدانه‌ی خمیری مورد استفاده، رس مصنوعی با نام تجاری SI است (جدول ۲). در شکل ۱، نیز منحنی‌های دانه‌بندی مصالح مورد استفاده ارائه شده است.

جدول ۱. مشخصات ماسه‌ی ۱۶۱.

خصوصیات	ماسه‌ی ۱۶۱
چگالی ویژه (G_s)	۲٫۶۶
نسبت تخلخل بیشینه	۰٫۹۲۸
نسبت تخلخل کمینه	۰٫۵۸۳
D_{50} (mm)	۰٫۲۶
D_{10} (mm)	۰٫۱۵

جدول ۲. مشخصات ریزدانه‌ی خمیری مورد استفاده.

(LL٪)	۵۰
(PL٪)	۲۸
(PI٪)	۲۲
G_s	۲٫۵۵
کائولینیت / Kaolinite	61 ± 2
کوارتز / Quartz	28 ± 2
کلسیت / Calcite	2.9 ± 0.5
سایر / Others	6 ± 1

معیارهای یادشده با یکدیگر و در فواصل کوتاهی از هم اتفاق افتاده‌اند. آزمایش‌های سه‌محوری استاتیکی نیز تا رسیدن کرنش نمونه به حالت پایدار ادامه پیدا کرده است.

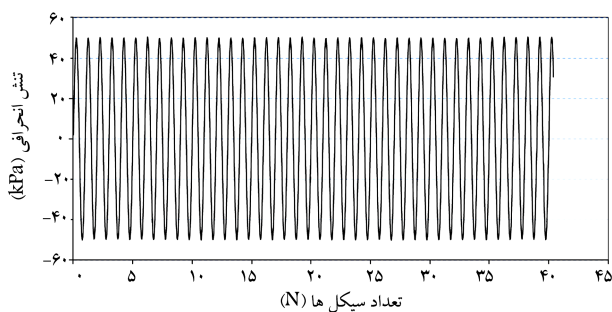
۴. نتایج

در این بخش نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش‌های انجام‌شده در این پژوهش ارائه شده است. نتایج ارائه‌شده شامل: بررسی تأثیر تراکم در مقاومت سیکیلیک نمونه‌ها، بررسی تأثیر درصد ریزدانه‌ی خمیری در مقاومت سیکیلیک نمونه، و نهایتاً رسم خطوط حالت پایدار با استفاده از نتایج تعداد قابل توجهی از آزمایش‌های سیکیلیک و استاتیک است. همچنین با مقایسه‌ی نتایج مربوط به ریزدانه‌های با حالت‌های خمیری مختلف، نتایج ارزشمندی در خصوص تأثیر حالت خمیری ریزدانه‌ی مورد استفاده به‌دست آمده است. در ادامه، در هر بخش در مورد نتایج با جزئیات بیشتری بحث شده است. شایان ذکر است در نمودارهای ارائه‌شده هر ترکیب با علامتی مانند A-B-C-D مشخص شده است، که در آن A نشان‌گر وزن مخصوص خشک نمونه بر حسب گرم بر سانتی‌متر مکعب، B فشار همه‌جانبه بر حسب کیلو پاسکال، C درصد ریزدانه‌ی نمونه، و D در آزمایش‌های سیکیلیک نشان‌گر CSR اعمال‌شده در بارگذاری است. هر جا که یکی از این پارامترها متغیر بوده است، از علامت نمونه حذف شده است.

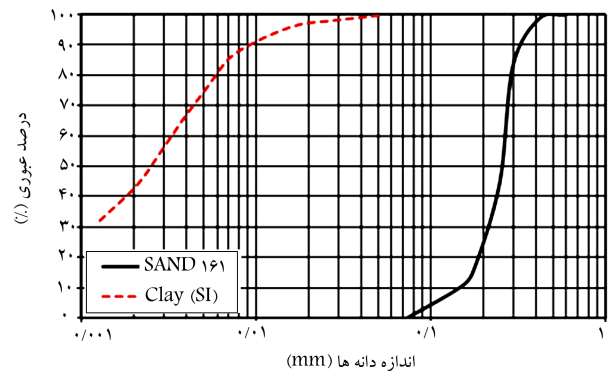
۱.۴. تأثیر تراکم در رفتار سیکیلیک و استاتیک نمونه‌ها

در شکل ۲، نمونه‌ی ۲ از نمودارهای آزمایش‌های سه‌محوری سیکیلیک ارائه شده است. این نمودار مربوط به ترکیب ۰/۲۵-۰-۰-۱۰۰-۱/۵ است. به عبارت دیگر، نمونه از نوع ماسه‌ی تمیز است، که با وزن مخصوص خشک ۱/۵ گرم بر سانتی‌متر مکعب و فشار همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ کیلو پاسکال تحت بارگذاری سیکیلیک با CSR برابر با ۰/۲۵ قرار گرفته است. با توجه به شکل ۲ می‌توان مشاهده کرد که بار سیکیلیک به صورت سینوسی و مداوم تا حدود ۴۰ سیکل روی نمونه اعمال شده و بعد از آن باعث روانگرایی و ناپایداری آن شده است. در شکل ۳، نیز مسیر تنش آزمایش موردنظر ارائه شده است. در اثر بارگذاری سینوسی موردنظر، تنش مؤثر میانگین به صورت مداوم کاهش یافته و به سمت صفر میل کرده است.

شکل‌های ۴ و ۵ نیز نشان‌دهنده‌ی تغییرات ضریب فشار آب حفره‌ی و نیز کرنش محوری در مقابل تعداد سیکل بارگذاری برای نمونه‌ی مورد بررسی هستند. به منظور بررسی هم‌زمان تأثیر تراکم نمونه در رفتار سیکیلیک آن، نمودارهای مربوط به آزمایش روی نمونه‌ی ۰/۲۵-۰-۰-۱۰۰-۱/۴۵ نیز در شکل‌های ۴ و ۵ ارائه شده است. در واقع هر دو نمونه و بارگذاری اعمال‌شده روی آنها کاملاً مشابه و فقط تراکم آنها متفاوت بوده است. با توجه به شکل ۴، در حالی که نمونه‌ی با تراکم ۱/۵ گرم بر



شکل ۲. نمودار بارگذاری سینوسی اعمال‌شده روی نمونه‌ی ۰/۲۵-۰-۰-۱۰۰-۱/۵.

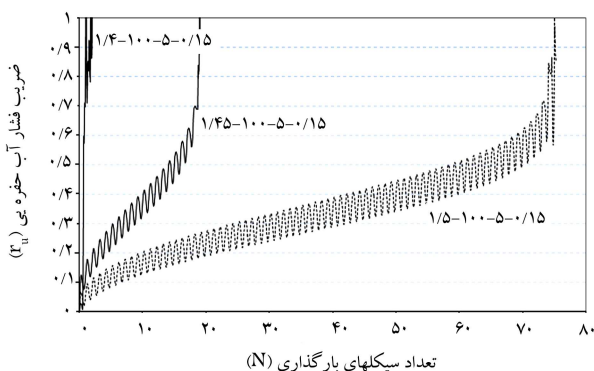


شکل ۱. منحنی‌های دانه‌بندی مصالح مورد استفاده.

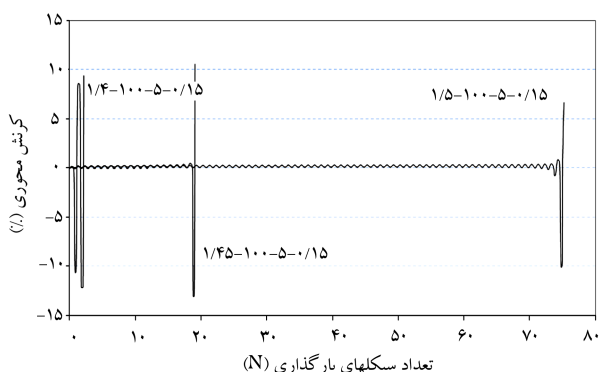
۳. روند آزمایش‌ها

آزمایش‌های انجام‌شده از نوع سه‌محوری سیکیلیک کنترل تنش و سه‌محوری استاتیکی بوده است. همچنین دستگاه سه‌محوری مورد استفاده در این پژوهش، یک دستگاه سه‌محوری مدل سیکن و ساخت ژاپن بوده است. دستگاه مذکور در ابتدا فقط قابلیت بارگذاری استاتیکی را داشته است، که نویسندگان این نوشتار در راستای یک طرح پژوهشی، قابلیت بارگذاری سیکیلیک را نیز به آن اضافه کرده‌اند. آزمایش‌های انجام‌شده در آزمایشگاه خاک و پی دانشگاه تربیت مدرس و در راستای رساله‌ی دکتری انجام شده‌اند.

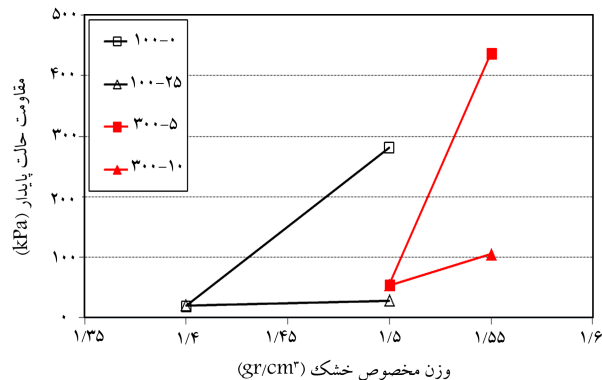
در آزمایش‌های سه‌محوری سیکیلیک، بار قائم به صورت سیکیلیک و با بسامد ۰/۱ هرتز بر نمونه وارد شده است. CSR یا نسبت تنش تناوبی مورد استفاده در آزمایش‌ها متغیر بوده و با انجام چند آزمایش با CSR مختلف بر روی نمونه‌های مشابه، امکان گسیختگی و ایجاد ناپایداری در نمونه در تعداد سیکل‌های مختلف فراهم شده است. در آزمایش‌های سه‌محوری استاتیکی، برش به صورت کنترل کرنش با سرعت معادل ۰/۷۵ میلی‌متر بر دقیقه انجام شده است. در تمامی آزمایش‌ها، نمونه‌ها ۵ سانتی‌متر قطر و ۱۰ سانتی‌متر طول داشته و دو فشار همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ و ۳۰۰ کیلو پاسکال در آزمایش‌های استاتیکی و سیکیلیک مورد استفاده قرار گرفته‌اند. نمونه‌سازی آزمایش‌ها با روش تراکم مرطوب انجام شده است. به منظور در اختیارداشتن محدوده‌ی وسیعی از تراکم در نمودارها، نمونه‌ها با وزن مخصوص خشک اولیه‌ی ۱/۴، ۱/۴۵، ۱/۵، ۱/۵۵ و ۱/۵۵ گرم بر سانتی‌متر مکعب ساخته شده‌اند. وزن مخصوص‌های ذکرشده متناظر با چگالی‌های ۸، ۲۷، ۴۵ و ۶۱ درصد در ماسه‌ی تمیز بوده‌اند. با توجه به خروج آب و کاهش حجم نمونه در حین تحکیم، مقدار نسبت تخلخل نهایی بعد از تحکیم با اندازه‌گیری حجم آب خروجی در حین تحکیم به دقت اندازه‌گیری شده است. پس از ساخت نمونه، گاز دی‌اکسیدکربن از آن عبور کرده و سپس جریان آب بدون هوا از پایین به بالای نمونه برقرار شده است. در مرحله‌ی بعد، برای رسیدن به اشباع کامل، پس فشار از بالا و پایین نمونه به آن اعمال شده است. پس از تحکیم نمونه با فشار مؤثر تحکیمی موردنظر، بسته به نوع آزمایش، بارگذاری موردنظر روی نمونه آغاز و فشار آب حفره‌ی، نیروی محوری، و میزان کرنش نمونه با حس‌گرهای مربوطه قرانت و با استفاده از دیتالاگر به رایانه متصل شده است. در آزمایش‌های سه‌محوری سیکیلیک، عموماً یکی از معیارهای رسیدن ضریب فشار آب حفره‌ی به ۱ ($u = 1$) و یا رسیدن کرنش محوری با دامنه‌ی دو برابر به ۵٪ یا کرنش محوری با دامنه‌ی تک به ۲/۵٪ به‌عنوان معیار گسیختگی نمونه و پایان آزمایش فرض شده است. در آزمایش‌های انجام‌شده در این پژوهش، عموماً



شکل ۶. نمودار تغییرات ضریب فشار آب حفره‌یی در مقابل تعداد سیکل برای ماسه‌ی حاوی ۵٪ ریزدانه‌ی خمیری.



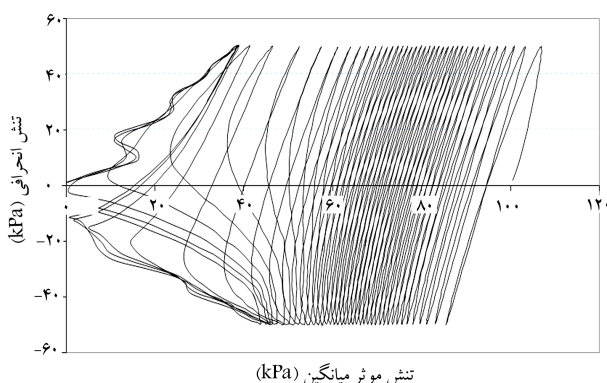
شکل ۷. نمودار تغییرات کرنش محوری در مقابل تعداد سیکل برای ماسه‌ی حاوی ۵٪ ریزدانه‌ی خمیری.



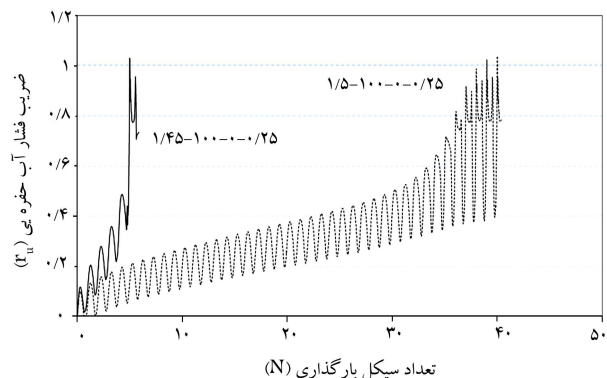
شکل ۸. نحوه‌ی تغییرات مقاومت حالت پایدار (آزمایش‌های استاتیکی).

محوری در مقابل تعداد سیکل بارگذاری برای ترکیبات ماسه و ۵٪ ریزدانه‌ی خمیری ارائه شده است. مشاهده می‌شود که همه‌ی نمونه‌ها ۵٪ ریزدانه داشته و تحت بارگذاری قرار گرفته‌اند. نمونه‌ها با وزن مخصوص خشک ۱/۵، ۱/۴۵، ۱/۴ و ۱/۴۵ بر سانتی‌مترمکعب آزمایش شده‌اند، که به ترتیب تحت اثر حدود ۲۰، ۷۰ و ۲ سیکل بارگذاری با CSR برابر با ۱/۱۵ روانگرا یا ناپایدار شده‌اند. این موضوع مجدداً نشان می‌دهد که در ماسه‌های حاوی ریزدانه نیز تا چه حد تراکم نمونه روی مقاومت سیکلیک آن تأثیرگذار است.

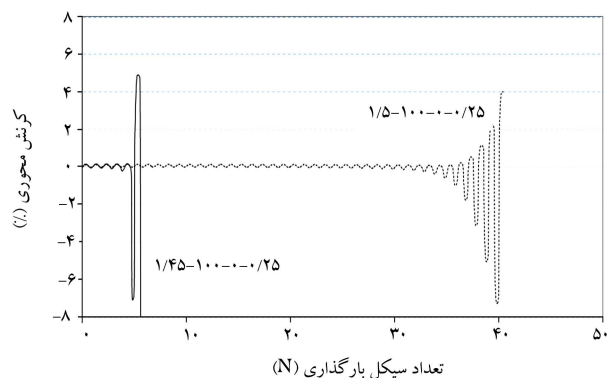
برای بررسی بهتر تأثیر تراکم در درصد‌های مختلف ریزدانه، تغییرات مقاومت حالت پایدار در مقابل تغییرات تراکم برای ترکیبات مختلف در شکل ۸ ارائه و مقدار



شکل ۳. نمودار مسیر تنش آزمایش روی نمونه‌ی ۱/۵-۱۰۰۰-۵-۰/۲۵.



شکل ۴. نمودار تغییرات ضریب فشار آب حفره‌یی در مقابل تعداد سیکل برای ماسه‌ی تمیز.



شکل ۵. نمودار تغییرات کرنش محوری در مقابل تعداد سیکل برای ماسه‌ی تمیز.

سانتی‌متر مکعب، تا حدود ۴۰ سیکل در مقابل بارگذاری اعمال شده مقاومت کرده است، نمونه‌ی با تراکم ۱/۴۵ گرم بر سانتی‌مترمکعب، فقط پس از حدود ۵ سیکل بارگذاری ناپایدار شده و ضریب فشار آب حفره‌یی آن بیشتر از ۱ شده است. با توجه به اینکه فشار همه‌جانبه‌ی مورد استفاده در آزمایش‌ها برابر با ۱۰۰ کیلوپاسکال بوده است، این موضوع نشان‌گر آن است که اضافه فشار آب حفره‌یی به وجود آمده در نمونه‌ی مذکور بیش از ۱۰۰ کیلوپاسکال است. شکل ۵ نیز نشان می‌دهد که تقریباً به صورت هم‌زمان با گذشتن ضریب فشار آب حفره‌یی از ۱، مقدار کرنش محوری نیز به صورت ناگهانی زیاد شده و به بیش از ۵٪ دامنه‌ی دوپل رسیده است.

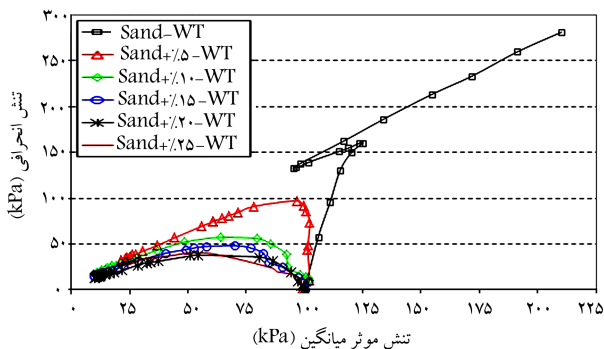
به منظور بررسی بحث انجام‌شده در مورد ماسه‌های حاوی ریزدانه در شکل‌های ۶ و ۷ به ترتیب نمودار تغییرات ضریب فشار آب حفره‌یی و نیز کرنش

به نتایج آزمایش‌ها روی ترکیب ماسه با صفر تا ۲۵ درصد رس است.

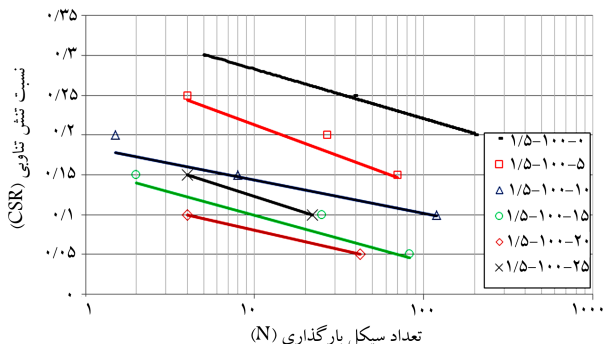
مهم‌ترین نکته‌ی مشاهده‌شده آن است که تقریباً کلیه‌ی نمونه‌های ساخته‌شده با روش WT، تمایل به بروز رفتار نرم‌شوندگی با کرنش و حرکت به سمت حالت پایدار بعد از یک افزایش اولیه و گذر از نقطه‌ی اوج دارند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، افزایش درصد رس موجب کاهش قابل ملاحظه‌ی درمیزان مقاومت‌ها و نیز ناپایداری بیشتر در نوع رفتارها شده است. این افزایش ناپایداری به ویژه در درصد‌های اولیه‌ی رس بیشتر بوده و به تدریج تأثیر آن کمتر شده است. در شکل ۱۰، نیز نمودارهای مسیر تنش مربوط به ترکیبات WT-۲۵-۱۰۰-۰؛ ۱۷۵-۱۰۰-۰ ارائه شده است. می‌توان مشاهده کرد که ماسه‌ی تمیز، رفتار شبه پایدار دارد. به عبارت دیگر، مقاومت نمونه بعد از رسیدن به نقطه‌ی اوج دچار کاهش می‌شود و به سمت یک حالت شبه پایدار میل می‌کند. بعد از گذشتن از این حالت پایدار موقتی، نمونه مجدداً رفتار سخت‌شوندگی با کرنش از خود نشان داده و مقاومت حالت پایدار آن به صورت مداوم افزایش یافته است. همان‌طور که اشاره شده است، با افزایش فقط ۵٪ رس به ترکیب ماسه‌ی تمیز، رفتار نمونه به صورت کامل تغییر پیدا می‌کند و به حالت نرم‌شوندگی کامل با کرنش تبدیل می‌شود. این روند با افزایش بیشتر رس نیز همچنان ادامه پیدا می‌کند.

۲.۲.۴. نمودارهای CSR-N

در شکل ۱۱، تأثیر افزایش درصد ریزدانه‌ی خمیری در رفتار سیکلیک ماسه نشان داده شده است. نمودار ارائه‌شده، نشان‌دهنده‌ی تغییرات تعداد سیکل لازم برای روانگرایی (N) در مقابل نسبت تنش تناوبی وارده (CSR) است. همان‌طور که انتظار می‌رود، با کاهش نسبت تنش وارده، تعداد سیکل لازم برای رسیدن به ناپایداری افزایش خواهد یافت. برای بررسی بهتر تأثیر درصد ریزدانه، سایر پارامترهای تأثیرگذار در نمودارها ثابت نگه داشته شده‌اند و نتایج ارائه‌شده مربوط به آزمون‌هایی هستند که فقط درصد ریزدانه‌ی آنها متغیر است. با توجه به شکل ۱۱، با افزایش درصد



شکل ۱۰. نمودارهای مسیر تنش ترکیبات ماسه و رس (WT-۲۵-۱۰۰-۰؛ ۱۷۵-۱۰۰-۰).



شکل ۱۱. نمودار CSR-N برای ترکیبات مختلف ماسه و ریزدانه‌ی خمیری (تراکم ۱۷۵ gr/cm^۳ و فشار همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ kPa).

مقاومت حالت پایدار از نمودارهای تنش کرنش آزمایش‌های سه‌محوری استاتیکی استخراج شده است. می‌توان مشاهده کرد که در ترکیب ماسه‌ی تمیز (۰-۱۰۰)، افزایش تراکم از ۱/۴ تا ۱/۵ گرم بر سانتی‌مترمکعب موجب افزایش مقاومت حالت پایدار از ۲۰ تا حدود ۲۸ کیلوپاسکال شده است (حدود ۱۴ برابر). در مقابل برای ترکیب ماسه‌ی ۲۵-۱۰۰، که همان فشار همه‌جانبه‌ی ولی با درصد رس ۲۵٪ را دارد، تغییرات تقریباً نامحسوس است.

اگر ترکیب‌های ماسه‌های ۵-۳۰ و ۱۰-۳۰ را هم در نظر بگیریم، روند مشابه در آنها مشاهده می‌شود. ترکیب با ۵٪، حساسیت شدیدی نسبت به تغییر چگالی دارد، در حالی که ترکیب با ۱۰٪، به مراتب حساسیت کمتری را نشان داده است. به این ترتیب در هر دو فشار همه‌جانبه‌ی مورد استفاده، افزایش چگالی در درصد‌های کم ریزدانه، منجر به افزایش قابل ملاحظه در مقدار مقاومت حالت پایدار خواهد شد، در حالی که با افزایش درصد ریزدانه، تأثیر تراکم در مقاومت در کرنش‌های زیاد تقریباً نامحسوس خواهد شد.

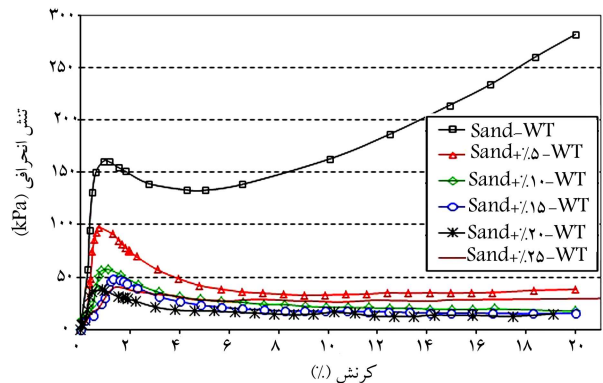
می‌توان نتیجه‌گیری مذکور را به این صورت نیز بیان کرد که در مقادیر کم تراکم، مقدار مقاومت حالت پایدار برای ترکیبات با ریزدانه‌های مختلف تفاوت چندانی ندارد، اما در نمونه‌های متراکم‌تر، مقاومت حالت پایدار با افزایش درصد ریزدانه، کاهش چشمگیری را از خود نشان خواهد داد. باید توجه کرد که به صورت کلی قرارگیری ریزدانه‌ی خمیری در فضای بین دانه‌های ماسه و کاهش قفل و بست بین دانه‌ها موجب کاهش انرژی لازم برای شکستن این قفل و بست‌ها می‌شود. از آنجا که نیروهای قفل و بست بین‌دانه‌ی در نمونه‌های متراکم‌تر بیشتر هستند، لذا تأثیر اضافه‌شدن رس در آنها به مراتب محسوس‌تر است.

نتایج به‌دست‌آمده‌ی برخی پژوهشگران (۱۹۹۰)،^[۱۹] بر روی ترکیبات ماسه با رس کاتولن با $PI = ۳۰\%$ ، کاهش در مقاومت حالت پایدار با افزایش درصد رس تا ۷٪ نشان داده است. نتایج پژوهشی دیگر،^[۲۰] نیز که مربوط به ترکیبات ماسه با رس کاتولن با $PI = ۱۰\%$ است، کاهش مشابهی را در مقاومت حالت پایدار با افزایش درصد رس تا ۷٪ نشان داده است.

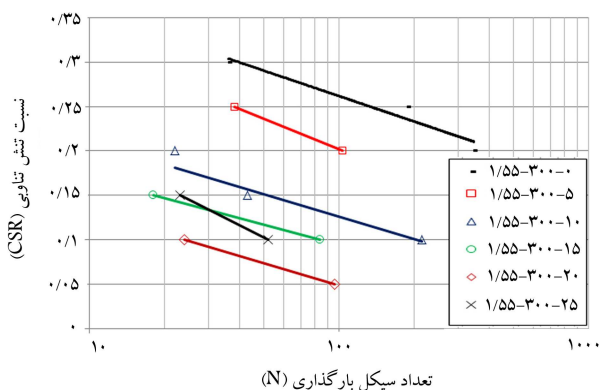
۲.۴. تأثیر ریزدانه‌ی خمیری در رفتار سیکلیک و استاتیک نمونه‌ها

۱.۲.۴. منحنی‌های مسیر تنش و تنش - کرنش استاتیکی

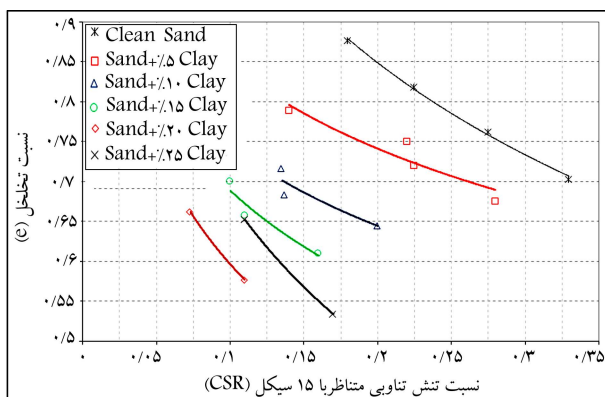
در شکل ۹، منحنی‌های تنش کرنش آزمایش‌های استاتیکی مربوط به ترکیبات WT-۲۵-۱۰۰-۰؛ ۱۷۵-۱۰۰-۰ ارائه شده است. این نام‌گذاری نشان می‌دهد که وزن مخصوص خشک همه‌ی نمونه‌ها برابر با ۱/۵ گرم بر سانتی‌مترمکعب و فشار همه‌جانبه‌ی مورد استفاده در آزمایش‌ها، ۱۰۰ کیلوپاسکال بوده است. نمودارهای ارائه‌شده نیز مربوط



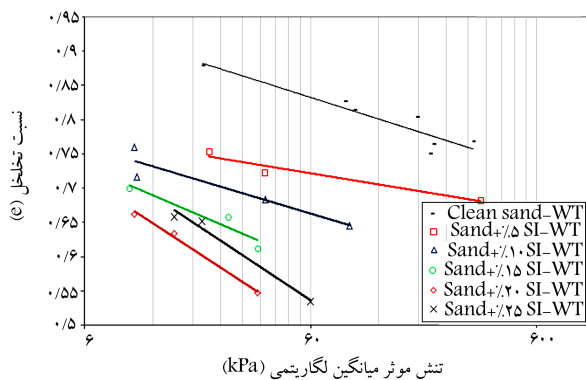
شکل ۹. نمودارهای تنش کرنش ترکیب‌های ماسه و رس (WT-۲۵-۱۰۰-۰؛ ۱۷۵-۱۰۰-۰).



شکل ۱۲. نمودار CSR-N برای ترکیبات مختلف ماسه و ریزدانه‌ی خمیری (تراکم ۱/۵۵ gr/cm^۳ و فشار همه‌جانبه‌ی ۳۰۰ kPa).



شکل ۱۳. خطوط حالت پایدار ترکیبات مختلف ماسه و رس براساس نتایج آزمایش‌های سیکلیک.



شکل ۱۴. خط حالت پایدار ناشی از آزمایش‌های استاتیکی.

حالت پایدار به سمت پایین به منزله‌ی افزایش پتانسیل روانگرایی و افزایش ناپایداری تلقی می‌شود.

مطابق شکل‌های ۱۳ و ۱۴، با افزایش درصد رس تا ۲۰ درصد، خطوط حالت پایدار به سمت پایین حرکت کرده است. با گذشت درصد ریزدانه از ۲۰٪، خط حالت پایدار مجدداً به سمت بالا حرکت کرده و لذا خط حالت پایدار مربوط به ترکیب ماسه و ۲۵٪ رس بالاتر از خط ماسه و ۲۰٪ رس قرار گرفته است. این موضوع نشان می‌دهد که چه در حالت استاتیکی و چه در حالت بارگذاری سیکلیک، افزایش درصد رس تا حدود ۲۰٪، موجب افزایش پتانسیل رفتارهای ناپایدار و یا پتانسیل

ریزدانه، نمودارها به سمت پایین حرکت می‌کنند. به عبارت دیگر، در یک تعداد سیکل ثابت، هر چه درصد ریزدانه‌ی ترکیب بیشتر شود، نسبت تنش تناوبی (CSR) کمتری برای رسیدن به ناپایداری لازم است. نکته‌ی قابل توجه آن است که با عبور درصد ریزدانه از ۲۰٪، روند فوق حالت معکوس به خود گرفته است، به طوری که خط مربوط به ترکیب ماسه با ۲۵٪ ریزدانه، بالاتر از خط مربوط به ترکیب ماسه با ۲۰٪ ریزدانه و حتی ۱۵٪ ریزدانه قرار گرفته است.

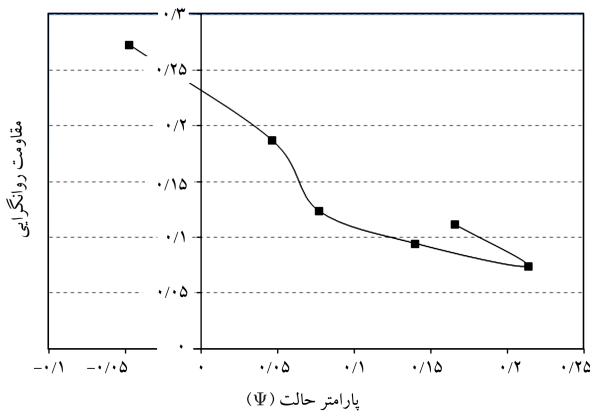
۳.۲.۴. خطوط حالت پایدار ماسه و ترکیبات آن

به منظور بررسی بهتر تأثیر ریزدانه‌ی خمیری در رفتار سیکلیک و استاتیک ماسه و نیز به منظور لحاظ کردن کلیه‌ی پارامترهای تأثیرگذار مانند تراکم و فشار همه‌جانبه می‌توان براساس تعداد قابل توجه آزمایش‌های انجام شده در این پژوهش، خطوط حالت پایدار را در فضای e-CSR رسم کرد. لازم است توجه شود که CSR مورد استفاده در رسم نمودار، مقدار نسبت تنش تناوبی لازم برای رسیدن نمونه‌ها به ناپایداری در ۱۵ سیکل است، که معمولاً به نام مقاومت روانگرایی شناخته می‌شود. برای به دست آوردن این عدد لازم است هر ترکیب کمینه در دو CSR مختلف مورد آزمایش قرار گیرد و سپس با رسم نمودار مشابه شکل ۱۱ برای کلیه‌ی ترکیبات، CSR مربوط به $N = 15$ سیکل استخراج شود. به عنوان مثال در شکل ۱۲، نمودار تغییرات نسبت تنش تناوبی در مقابل تعداد سیکل لازم برای ناپایداری برای تعداد دیگری از ترکیبات ارائه شده است.

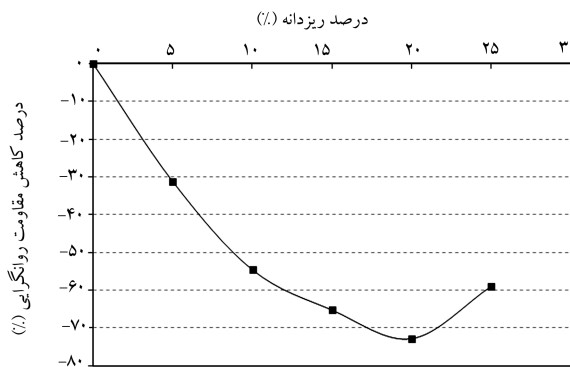
با رسم نمودارهایی مشابه با شکل‌های ۱۱ و ۱۲ برای کلیه‌ی ترکیب‌های مورد آزمایش، مقاومت روانگرایی یا CSR متناظر با ۱۵ سیکل استخراج شده و بر مبنای اعداد به دست آمده، نمودار شکل ۱۳، که نشان‌دهنده‌ی تغییرات مقاومت روانگرایی در مقابل نسبت تخلخل نمونه است، نتیجه‌گیری شده است. به این ترتیب با داشتن نسبت تخلخل اولیه‌ی هر ترکیب، مقدار مقاومت روانگرایی آن از روی نمودار قابل پیش‌بینی است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با کاهش نسبت تخلخل بعد از تحکیم، مقاومت روانگرایی ترکیب افزایش خواهد یافت.

به منظور بررسی هم‌زمان بحث انجام شده در حالت استاتیکی، در شکل ۱۴ خطوط حالت پایدار ماسه و ترکیبات آن با صفر تا ۲۵ درصد رس براساس آزمایش‌های استاتیکی نیز ارائه شده است. خطوط حالت پایدار، نشان‌دهنده‌ی وضعیت نمونه‌های مورد آزمایش در حالت پایدار است. خط حالت پایدار استاتیکی معمولاً در فضای نیمه‌لگاریتمی نسبت تخلخل در مقابل تنش مؤثر میانگین رسم می‌شود. براساس تعریف پولوس در (۱۹۸۱)، حالت پایدار تغییرشکل برای یک توده‌ی خاک، حالتی است که توده‌ی خاک در حجم ثابت، تنش مؤثر نرمال ثابت، تنش برشی ثابت، و سرعت ثابت به صورت پیوسته تغییرشکل می‌دهد. در این پژوهش رسیدن خاک به حالت مذکور، که معمولاً در کرنش‌های زیاد و با ثابت ماندن مقدار مقاومت و مقدار فشار آب حفره‌ی قرائت شده قابل تشخیص است، به عنوان حالت پایدار لحاظ شده است.

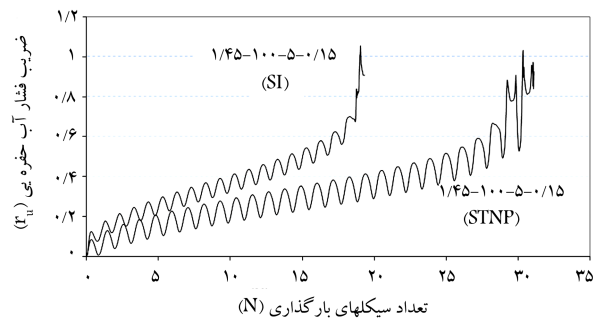
برای رسم خط حالت پایدار، نسبت تخلخل بعد از تحکیم نمونه‌ها روی محور عمودی نمایش داده شده است. مقدار نسبت تنش میانگین نیز از روی نقاط انتهایی منحنی‌های مسیر تنش در حالت پایدار برداشت و مجموعه نقاط روی منحنی رسم شده‌اند. بهترین خط گذرنده از میان مجموعه نقاط، نشان‌گر خط حالت پایدار برای ترکیب مورد نظر است. براساس میانی حالت بحرانی خاک، نمونه‌هایی که در بالای خط مذکور قرار دارند، تمایل به ایجاد رفتارهای سست و بروز رفتارهای نرم‌شوندگی با کرنش دارند، در حالی که نمونه‌هایی که در زیر خط ذکر شده قرار می‌گیرند، تمایل به بروز رفتارهای سخت‌شوندگی با کرنش دارند. بر همین اساس، حرکت خطوط



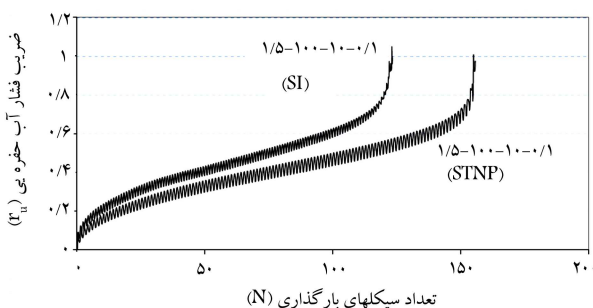
شکل ۱۵. ارتباط پارامتر حالت با مقاومت روانگرایی.



شکل ۱۶. درصد کاهش مقاومت روانگرایی با افزایش درصد ریزدانه.



شکل ۱۷. مقایسه‌ی رفتار نمونه‌های مربوط به ترکیب ماسه با ۵٪ ریزدانه با حالت‌های خمیری متفاوت.



شکل ۱۸. مقایسه‌ی رفتار نمونه‌های مربوط به ترکیب ماسه با ۱۰٪ ریزدانه با حالت‌های خمیری متفاوت.

روانگرایی شده است. با گذشتن درصد رس از ۲۰٪، رفتار نمونه تغییر یافته و خط حالت پایدار مجدداً به سمت بالا و پایداری بیشتر حرکت کرده است. با جمع‌بندی نتایج آزمایش‌های سیکلیک و مونوتیک می‌توان یک حد آستانه در حدود ۲۰٪ را برای ترکیبات مورد آزمایش در نظر گرفت، که با گذشتن درصد ریزدانه از آن بافت غالب از حالت ماسه‌یی به حالت رسی تبدیل می‌شود.

۳.۴. بررسی کمی میزان تغییرات مقاومت روانگرایی

یکی از پارامترهایی که عموماً برای بررسی و پیش‌بینی نحوه‌ی تغییرات رفتار خاک در حالت بحرانی یا پایدار به کار می‌رود، پارامتر حالت ψ است. این پارامتر به صورت اختلاف بین نسبت تخلخل بعد از تحکیم و نسبت تخلخل روی خط حالت پایدار به دست آمده از آزمایش‌های استاتیکی در فشار همه‌جانبه‌ی یکسان تعریف می‌شود. به منظور برقراری ارتباط بین نتایج آزمایش‌های استاتیکی و سیکلیک (شکل ۱۵)، پارامتر حالت از نتایج آزمایش‌های استاتیکی استخراج شده و با توجه به مقاومت روانگرایی محاسبه شده از شکل ۱۳، ارتباط بین پارامتر حالت و مقاومت روانگرایی برای ترکیبات مختلف به دست آمده است.

می‌توان مشاهده کرد که با افزایش پارامتر حالت، مقدار مقاومت روانگرایی دچار کاهش شده است. پارامتر حالت در ابتدا منفی بوده است، که نشان‌گر تمایل نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز به بروز رفتارهای اتساعی بوده و لذا مقاومت روانگرایی آن هم نزدیک به ۰/۳ به دست آمده است، که مقدار بالایی است.

به منظور بررسی کمی یا بررسی درصد تغییرات رفتاری با افزایش درصد ریزدانه، در شکل ۱۶ درصد کاهش مقاومت روانگرایی نیز در مقابل افزایش درصد ریزدانه رسم شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با افزایش اولیه‌ی درصد رس تا ۵٪، مقاومت روانگرایی در حدود ۳۰٪ نسبت به مقاومت روانگرایی ماسه‌ی تمیز کاهش پیدا کرده است. با ۵٪ افزایش بیشتر، مقاومت روانگرایی باز هم روند مشابهی را نشان داده است، به طوری که کاهش آن نسبت به مقدار اولیه به حدود ۵۵٪ می‌رسد. با افزایش بیشتر ریزدانه‌ی خمیری، روند کاهش کمتر شده است، به طوری که افزایش ۱۰٪ ریزدانه‌ی بیشتر و رسیدن درصد ریزدانه به ۲۰٪، فقط موجب ۱۵٪ کاهش بیشتر در مقاومت شده است. لذا افزایش ریزدانه بیشتر از ۲۰٪، نه فقط موجب کاهش بیشتر نشده است، بلکه بافت رسی بر بافت ماسه‌یی غالب شده و لذا مقاومت روانگرایی افزایش هم یافته است. به عبارت دیگر، بافت خاک از حالت ماتریکس ماسه‌یی به ماتریکس رسی تبدیل شده است.

۴.۴. تأثیر حالت خمیری و خاصیت خمیری در رفتار سیکلیک و

استاتیک نمونه‌ها

علاوه بر درصد ریزدانه‌ی خمیری، یکی از عوامل مهمی که در رفتار نمونه‌های حاوی ریزدانه‌ی خمیری تأثیرگذار است، میزان خاصیت خمیری یا حالت خمیری ریزدانه‌ی مورد استفاده است. به منظور بررسی تأثیر حالت خمیری ریزدانه‌ی مورد استفاده، علاوه بر آزمایش‌های سیکلیک انجام شده بر رس SI، تعدادی آزمایش سیکلیک هم با رس مصنوعی دیگری به نام STNP با حالت خمیری حدود ۱۲٪ انجام شده است. در شکل‌های ۱۷ و ۱۸، نتایج بارگذاری سیکلیک بر روی ترکیبات مشابه، که فقط نوع رس به کاررفته در آنها متفاوت است، نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با کاهش حالت خمیری ریزدانه‌ی مورد استفاده، تعداد سیکل‌های بیشتری برای رسیدن به ناپایداری یا روانگرایی لازم است، و نیز نتایج مذکور مربوط به ترکیبات ماسه با ۵ و ۱۰ درصد رس است. براساس شکل ۱۷، در حالی که

ریزدانه تأثیر بیشتری در نوع رفتار دارد، اما با افزایش درصد ریزدانه و بالارفتن حالت خمیری ترکیب، به تدریج تأثیر حالت خمیری ریزدانه در تعیین نوع رفتار بیشتر خواهد شد. این مسئله منجر خواهد شد تا ترکیبات مشابه، که درصد ریزدانه‌ی یکسان ولی حالت خمیری متفاوت دارند، تفاوت‌های رفتاری بیشتری را نشان دهند.

۵. نتیجه‌گیری

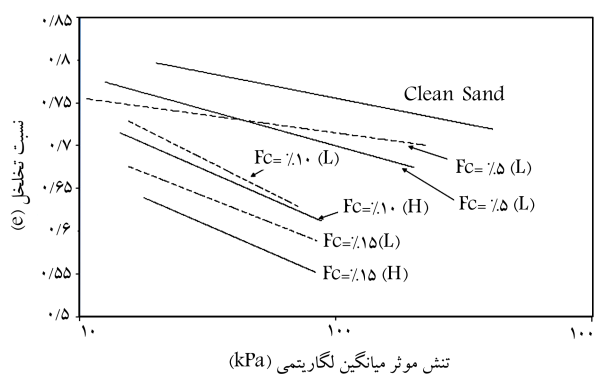
- افزایش چگالی در درصد‌های کم ریزدانه منجر به افزایش قابل ملاحظه در مقدار مقاومت حالت پایدار خواهد شد، در حالی که با افزایش درصد ریزدانه، تأثیر تراکم در مقاومت در کرنش‌های زیاد تقریباً نامحسوس خواهد شد.
- با افزایش درصد ریزدانه‌ی خمیری، خطوط حالت پایدار استاتیکی و سیکلیک به سمت پایین حرکت می‌کنند، که نشان‌گر افزایش پتانسیل روانگرایی و بروز رفتارهای ناپایدار است. این روند با گذشتن درصد ریزدانه از ۲۰٪، روند معکوس پیدا می‌کند.
- با جمع‌بندی نتایج آزمایش‌های سیکلیک و مونوتیک می‌توان یک حد آستانه در حدود ۲۰٪ را برای ترکیبات مورد آزمایش در نظر گرفت، که با گذشتن درصد ریزدانه از آن، بافت غالب از حالت ماسه‌یی به حالت رسی تبدیل می‌شود. حد آستانه‌ی مذکور، مستقل از نوع بارگذاری به دست آمده است.
- با کاهش حالت خمیری ریزدانه‌ی مورد استفاده، ناپایداری در تعداد سیکل‌های بیشتری به وقوع خواهد پیوست. براساس نتایج به دست آمده، در درصد‌های پایین ریزدانه‌ی خمیری، درصد ریزدانه تأثیر بیشتری در نوع رفتار دارد، اما با افزایش درصد ریزدانه و بالارفتن حالت خمیری ترکیب، به تدریج تأثیر حالت خمیری ریزدانه در تعیین نوع رفتار بیشتر خواهد شد. این مسئله منجر خواهد شد تا ترکیبات مشابه، که درصد ریزدانه‌ی یکسان ولی حالت خمیری متفاوت دارند، تفاوت‌های رفتاری بیشتری را نشان دهند.

پانوشتها

1. Northridge
2. Kocaeli
3. Chi Chi

منابع (References)

1. Agung M. "Influences of confining pressure and cyclic deviator stress on liquefaction of clayey sand", *Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation* (2005).
2. Stamatopoulos, C.A. "An experimental study of the liquefaction strength of silty sand in terms of the state parameter", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **30**(8), pp. 662-678 (2010).



شکل ۱۹. خطوط حالت پایدار مربوط به ماسه و ترکیبات آن با رس‌های با حالت‌های خمیری بالا و پایین براساس آزمایش‌های استاتیکی.

ترکیب ماسه با ۵٪ رس (SI) با حالت خمیری ۲۲٪، منجر به ایجاد ناپایداری در حدود ۱۹ سیکل شده است، استفاده از رس (STNP) با حالت خمیری ۱۲٪، منجر به افزایش تعداد سیکل‌های لازم برای ناپایداری تا حدود ۳۰ سیکل شده است. همچنین در شکل ۱۸، برای ترکیب ماسه با ۱۰٪ رس، کاهش حالت خمیری از ۲۲ به ۱۲ درصد، موجب افزایش تعداد سیکل‌های لازم برای ناپایداری از ۱۲۰ به ۱۵۰ شده است.

به منظور بررسی بیشتر این موضوع و نیز بررسی روند آن در حالت بارگذاری استاتیکی، از نتایج مطالعات نعیمی‌فر و یثربی (۲۰۱۲) استفاده شده است.^[۲۱] شکل ۱۹، نتایج تعداد قابل توجهی آزمایش‌های استاتیکی روی ترکیبات ماسه‌ی ۱۶۱ با دو نوع رس طبیعی را نشان می‌دهد. این دو نوع رس، حالت خمیری حدود ۳۰٪ و ۱۱٪ دارند، که به ترتیب با علامت H و L در شکل نشان داده شده‌اند. مطابق شکل مذکور، هر چند در درصد‌های پایین ریزدانه، خطوط حالت پایدار ترکیبات ماسه با رس‌های مختلف با هم تفاوت کمتری دارند، اما با افزایش درصد رس این خطوط از هم فاصله می‌گیرند. به نظر می‌رسد در درصد‌های پایین رس، درصد

3. Della, N., Arab, A. and Belkhatir, M. "Effect of confining pressure and depositional method on the undrained shearing response of medium dense sand", *Journal of Iberian Geology*, **37**(1), pp. 37-44 (2011).
4. Monkul, M.M. and Yamamuro, J.A. "The effect of non-plastic silt gradation on the liquefaction behavior of sand", *Proceedings of the 5th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, California (2010).
5. Sitharam, T.G., Ravishankar, B.V. and Vinod, J.S. "A note on the effect of non plastic fines on the liquefaction and reconsolidation volumetric strain behavior of sands", *Proceedings of the 5th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, California (2010).
6. Swamy, K. R., Boominathan, A., Rajagopal K. "Undrain response and liquefaction behavior of non plastic silty sands under cyclic loading", *Proceedings of the 5th Inter-*

- national Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, California (2010).
7. Murthy, G., Prezzi, M., Salgado, R., Loukidis, D., "Undrain response of clean and silty sands", *Proceedings of the 5th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, California (2010).
 8. Bray, J.D., Sancio, R.B., Durgunoglu, H. T., Onalp, A., Youd, T., Stewart, J., Seed, R., Cetin, O., Bol, E., Baturay, M., Cheristensen, C., Karadayila, T., "Subsurface characterization at ground failure sites in adapazari, Turkey", *Journal of Geotechnical and Geo Environmental Eng.*, **130**(7), pp. 673-685 (2004a),
 9. Chu, D.B.; Stewart, J.P.; Lee, S.; Tsai, J.S.; Lin, P.S.; Chu, B.L.; Seed, R.B.; Hsu, S.C.; Yu, M.S.; Wang, M.C.H. "Documentation of soil conditions at liquefaction and non liquefaction sites from 1999 Chi-Chi (Taiwan) earth quake", *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, **24**(9-10), pp. 647-657 (2004).
 10. Boulanger, R., Meyers, M., Mejia, L. and Idriss, I. "Behavior of a fine grained soil during Loma Prieta earthquake", *Can. Geotech. J.*, **35**(1), pp. 146-158 (1998).
 11. Gratchev, I.B., Sassa, K., Osipov, V.I., Fukuoka, H. and Wang, G. "Undrained cyclic behavior of bentonite – sand mixtures and factors affecting it", *Geotech. Geol. Eng.*, **25**, pp. 349-367 (2007).
 12. Bouferra, R. and Shahrour, I. "Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand", *Laboratoire de Me'canique de Lille, University of Sciences and Technologies of Lille, Polytech Lille, France* (2003).
 13. Derakhshandi, M., Rathje, E.M., Hazirbaba, K. and Mirhosseini, S.M. "The effect of plastic fines on the pore pressure generation characteristics of saturated sands", *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, **28**(5), pp. 376-386 (2008).
 14. Boulanger, R.W. and Idriss, I.M. "Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays", *J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE*, **132**(11), pp. 1413-1426 (2006).
 15. Bray, J.D. and Sancio, R.B. "Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils", *J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE*, **132**(9), pp. 1165-1177 (2006).
 16. Polito, C.P. "The effects of non-plastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soils", PhD Dissertation, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute (1999).
 17. Sadek, S. and Saleh, M. "The effect of carbonaceous fines on the cyclic resistance of poorly graded sands", *Geotech. Geol. Eng.*, **25**, pp. 257-264 (2007).
 18. Park, S.-S. and Kim, Y.-S. "Liquefaction resistance of sands containing plastic fines with different plasticity", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **139**(5), pp. 825-830 (2012).
 19. Georgiannou, V.N., Burland, J.B. and Hight, D.W. "The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension", *Geotechnique*, **40**(3), pp. 431-449 (1990).
 20. Ovando-Shelley, E. and Perez, G.B.E. "Undrained behaviour of clayey sands in load controlled triaxial tests", *Geotechnique*, **47**(1), pp. 97-111 (1997).
 21. Naeemifar, O. and Yasrobi, S.S. "The collapse surface characteristics of clayey sands", *Geotechnical Engineering Journal*, **165**(6), pp. 379-390 (2012).