

تأثیر حضور لای در رفتار چرخه‌یی و پساچرخه‌یی ماسه‌ی سُست اشباع

سعیده محمدی* (دانشجوی دکتری)

سید ابوالحسن نائینی (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۴۰۱
دوری ۲ - ۳۸، شماره ۲/۱، ص. ۸۵-۷۵، (پژوهشی)

در نوشتار حاضر، تأثیر حضور لای و نسبت‌های تنش چرخه‌یی مختلف در رفتار چرخه‌یی و پساچرخه‌یی ماسه‌ی سُست اشباع بررسی شده است. همچنین، پارامترهای ضریب فشار آب حفره‌یی، مقاومت روانگرایی و منحنی‌های تنش - کرنش و مسیر تنش در حالت‌های چرخه‌یی و پساچرخه‌یی در ماسه‌ی تمیز و ماسه با ۱۰٪ لای تعیین شده‌اند. نتایج نشان می‌دهند که نمونه‌های آزمایشی با افزایش نسبت تنش چرخه‌یی در چرخه‌های کمتری روانگرا می‌شوند. همچنین در نسبت‌های تنش بزرگتر، تنش مؤثر سریع‌اً کاهش یافته و رفتار نرم‌شوندگی در نمونه‌ها ملاحظه شده است، به نحوی که تنش مؤثر در آن‌ها به صفر رسیده است. در منحنی‌های تنش - کرنش نیز با نسبت تنش چرخه‌یی کوچک‌تر، حالت جمع‌شدگی مشاهده شده است؛ اما در نسبت‌های تنش چرخه‌یی بزرگتر، حالت پروانه‌یی وجود داشت که حاکی از میرایی بیشتر مصالح ذکر شده در چرخه‌های بزرگ‌تر است. افزودن لای منجر به رخداد سریع‌تر روانگرایی شده و رفتار پساچرخه‌یی هر دو نوع مصالح (ماسه‌ی تمیز و ماسه با ۱۰٪ لای) به صورت سخت‌شونده بوده است.

واژگان کلیدی: ماسه‌ی لای‌دار، مقاومت روانگرایی، سه‌محوری دینامیکی، رفتار پساچرخه‌یی.

۱. مقدمه

در خصوص تأثیر میزان ریزدانه‌ی غیرخمیری در مقاومت چرخه‌یی خاک‌های ماسه‌یی در حالت اشباع، مطالعات گسترده‌یی انجام شده است. عده‌یی از پژوهشگران بر این باورند که با افزایش درصد لای، مقاومت چرخه‌یی ماسه کاهش می‌یابد. در مقابل، تعدادی از پژوهشگران نیز دریافته‌اند که با افزایش درصد لای تا درصد لای محدودکننده، مقاومت چرخه‌یی ماسه ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد که در بخش حاضر خلاصه‌یی از مطالعات انجام شده ارائه شده است.

در گذشته، برخی از پژوهشگران معتقد بودند که دانه‌های لای در سطح خود نیروی مغناطیسی ندارند و ماسه و لای رفتار مشابهی دارند. بنابراین، وجود لای بین دانه‌های ماسه، تغییری در مقاومت پسماند خاک‌های ماسه‌یی ایجاد نمی‌کند.^[۱] اگرچه پژوهش‌ها نشان داده‌اند که رفتار ماسه‌ی تمیز با مخلوط ماسه - لای کاملاً متفاوت است. اما در این خصوص اختلاف نظرهایی وجود دارد، به طوری که برخی از پژوهشگران معتقدند که وجود ذرات لای در بین دانه‌های ماسه باعث کاهش مقاومت زهکشی نشده‌ی مخلوط ماسه و لای می‌شود.^[۲] در حالی که برخی از پژوهشگران ادعا می‌کنند که افزودن ریزدانه سبب افزایش مقاومت خاک می‌شود.^[۳-۶]

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۸/۸، اصلاحیه ۱۴۰۰/۱۰/۲۸، پذیرش ۱۴۰۰/۱۱/۴

DOI:10.24200/J30.2022.58786.3003

نائینی و بازیار (۲۰۰۴)، تأثیر درصد ریزدانه‌ی غیرخمیری در خط حالت پایدار و مقاومت پسماند نمونه‌های ماسه‌یی مخلوط و لایه‌بندی شده را بررسی کردند و دریافته‌اند که با افزایش درصد لای تا ۳۵٪، در هر دو سری نمونه‌ی اخیر، خط حالت پایدار به سمت پایین حرکت می‌کند و مقاومت برشی نرمالیزه شده کاهش می‌یابد.^[۷] ونگ^۱ و همکاران (۲۰۱۳)، رفتار پساچرخه‌یی لای با خصوصیات خمیری کم با فشار آب حفره‌یی محدود و نیز تأثیر نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی^۲ (r_u)، در مقاومت برشی و سختی در تغییرشکل‌های بزرگ و کوچک را بررسی کردند. در مقایسه با اطلاعات منتشر شده برای ماسه‌ها، لای کرنش حجمی قابل ملاحظه‌یی را با توجه به تحکیم مجدد در r_u کمتر تجربه می‌کند که نشان می‌دهد ساختار نمونه‌های لای برخلاف ماسه در r_u کمتر، اصلاح یا تغییر می‌یابد.^[۸]

سیتارم^۳ و همکاران (۲۰۱۳)، تأثیر پارامترهای مختلف، مانند: چگالی، دامنه‌ی تنش برشی چرخه‌یی و شرایط زهکشی روی پاسخ زهکشی نشده‌ی پساوانگرایی مخلوط ماسه و لای و همچنین درصد ریزدانه (۵، ۱۰، ۲۰ و ۵۰ درصد لای) را بررسی کردند و دریافته‌اند که مقاومت روانگرایی و مقاومت برشی پساوانگرایی خاک‌ها، با افزایش درصد ریزدانه تا درصد لای محدودکننده، کاهش می‌یابد. هر چند با افزایش بیشتر درصد لای به بیش از درصد لای محدودکننده، مقاومت روانگرایی، همچون مقاومت برشی پساوانگرایی خاک‌ها، افزایش می‌یابد.^[۹]

رحمان و همکاران (۲۰۱۴)، رفتار مونوتونیک زهکشی نشده و روانگرایی چرخه‌ای ماسه همراه با ریزدانه‌های غیرخمیری را براساس پارامتر حالت معادل خاک دانه‌یی، با انجام آزمایش‌های سه‌محوری پیش‌بینی کردند. ایشان مفهوم پارامتر حالت دانه‌یی را برای بررسی تأثیر ترکیبی حالت تنش، حالت چگالی و درصد ریزدانه ارائه دادند. رفتار مشاهده شده می‌تواند به نسبت تخلخل معادل یا پارامتر حالت دانه‌یی مرتبط باشد.^[۱۰] کریم و عالم (۲۰۱۴)، تأثیر درصد لای غیرخمیری در رفتار روانگرایی مخلوط ماسه - لای را بررسی کردند و دریافتند که نرخ تولید فشار آب حفره‌یی اضافی با توجه به چرخه‌های بارگذاری در ابتدا با افزایش درصد لای تا درصد لای محدودکننده افزایش پیدا کرده و سپس روند آن، زمانی که نمونه‌ها در چگالی نسبی ثابت آزمایش شده‌اند، برعکس شده است. رفتار مقاومت چرخه‌یی، مخالف پاسخ فشار حفره‌یی بوده است. نفوذپذیری، مقاومت نسبی چرخه‌یی (CRR)^۴ و مدول برشی ثانویه تا درصد لای محدودکننده کاهش پیدا کرده و پس از آن با افزایش لای ثابت مانده است.^[۱۱] هسیو و فان^۵ (۲۰۱۶)، مشخصات استاتیکی و دینامیکی ماسه‌ی همراه با ریزدانه‌ی غیرخمیری را بررسی کردند و با ترکیب آن با داده‌های آزمایشی منتشر شده در سال‌های اخیر، خط حالت بحرانی^۶ و پارامترهای حالت‌های مختلف را پیشنهاد دادند و دریافتند که یک خط بحرانی واحد برای هر درصد ریزدانه‌ی غیرخمیری در آزمایش‌های سه‌محوری فشاری زهکشی شده و نشده وجود دارد؛ لذا، تأثیر درصد ریزدانه‌ی غیرخمیری روی خط حالت بحرانی (CSL) را شناسایی و بحث کردند. علاوه بر این، نتیجه گرفتند که مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی بیشینه‌ی نرمالیزه شده، نسبت مقاومت چرخه‌یی و شاخص تراکم با پارامتر حالت ψ (اختلاف ما بین نسبت تخلخل فعلی و نسبت تخلخل در حالت بحرانی) و پارامتر حالت معادل ψ^* ارتباط و همبستگی بالایی دارند.^[۱۲] نعیمی‌فر و یربی (۲۰۱۶)، رفتار حالت پایدار ماسه‌های حاوی ریزدانه را با استفاده از آزمایش‌های سه‌محوری چرخه‌یی و مونوتونیک بررسی کردند و دریافتند که افزایش چگالی در درصد‌های کم ریزدانه منجر به افزایش قابل ملاحظه‌یی در مقدار مقاومت حالت پایدار شده است، درحالی‌که با افزایش درصد ریزدانه، تأثیر تراکم در مقاومت در کرنش‌های زیاد تقریباً نامحسوس بوده است.^[۱۳]

نورزاد و شاکری (۲۰۱۷)، تأثیر حضور لای در مقاومت ماسه را بررسی کردند. در ماسه‌ی لای‌دار، به دلیل چسبندگی کم، اعمال بار چرخه‌یی می‌تواند منجر به جابه‌جایی ذرات و در نتیجه ناهمگونی در مخلوط شود. حتی اگر روانگرایی رخ ندهد، بازآرایی ذرات خاک می‌تواند در مقاومت نهایی مونوتونیک مؤثر باشد. لذا ایشان با انجام یک سری آزمایش‌های سه‌محوری مونوتونیک پساچرخه‌یی نشان دادند که در ماسه با مقدار قابل توجهی لای، بارگذاری چرخه‌یی می‌تواند مقاومت حالت نهایی را تغییر دهد. همچنین، در ماسه با ۱۵٪ لای، مقاومت حالت نهایی کاهش و در ماسه با ۳۰٪ لای، مقاومت حالت نهایی افزایش یافته است.^[۱۴] آخیلا^۷ و همکاران (۲۰۱۹)، پاسخ زهکشی نشده و مقاومت روانگرایی مخلوط ماسه و لای را بررسی کردند و دریافتند که در تراکم نسبی ثابت، مقاومت روانگرایی ماسه با افزودن لای تا ۴۰٪، کاهش و مقاومت روانگرایی ماسه با افزایش چرخه‌های پیش بارگذاری و فشار بیش تحکیمی افزایش یافته است.^[۱۵]

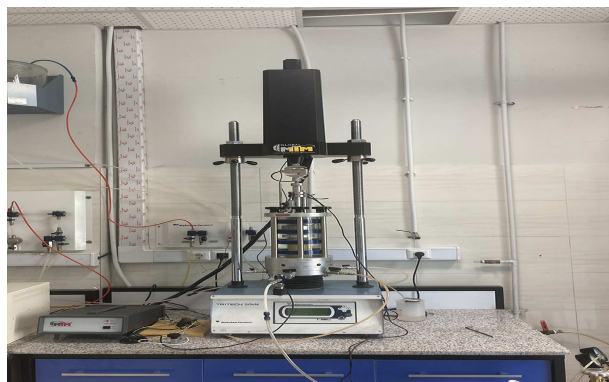
وارگس^۸ و همکاران (۲۰۱۹)، رفتار چرخه‌یی و پساچرخه‌یی لای‌ها و ماسه‌های لای‌دار را بررسی کردند و دریافتند که مقاومت برشی استاتیکی پساچرخه‌یی خاک دارای لای کمتر از ۵۶٪، کمتر از مقاومت برشی استاتیکی آن بوده است. این در حالی است که نمونه‌های دارای لای ۸۱٪، مقاومت برشی پساچرخه‌یی بیشتری از مقاومت برشی استاتیکی داشته‌اند.^[۱۶] لیو^۹ (۲۰۲۰)، با انجام آزمایش‌های سه‌محوری چرخه‌یی و تهیه‌ی نمونه‌هایی تحت تراکم نسبی مختلف، تأثیر درصد

ریزدانه‌ی غیرخمیری در مقاومت روانگرایی ماسه را بررسی و دریافت است که افزایش ریزدانه‌ی غیرخمیری تا ۱۲٪، سبب کاهش مقاومت روانگرایی ماسه و افزودن بیش از ۲۰٪ لای به ماسه، باعث افزایش مقاومت روانگرایی در ماسه شده است. لیو (۲۰۲۰) تأکید کرده است که در محدوده‌ی افزایش ۱۲ تا ۲۰ درصد لای به ماسه، مطالعات بیشتری باید انجام شود.^[۱۷] جونجا و اسلام (۲۰۲۰)، پاسخ زهکشی نشده‌ی پساچرخه‌یی ماسه و لای را بررسی کردند و دریافتند که فشار مجدد در اثر اعمال بار پساچرخه‌یی، سبب به هم ریختن ساختار خاک و تغییر شیب خط بارگذاری و باربرداری شده است. این به هم ریختگی در نمونه‌هایی که قبلاً به روانگرایی نزدیک بودند، بیشتر ملاحظه شده و بهبود رفتار مقاومتی در ماسه در مقایسه با لای کمتر بوده است.^[۱۸]

براساس مباحث مطالعات پیشین، برای خاک‌های اشباع ماسه‌یی، تأثیر حضور ریزدانه‌ی غیرخمیری (لای) با درصد‌های مختلف در رفتار مونوتونیک و چرخه‌یی آن بررسی شده است؛ اما در خاک‌های ماسه‌یی و خاک‌های لای‌دار، مطالعه‌ی رفتار پساچرخه‌یی اندک و مختصر بوده است. مطالعه‌ی متون فنی بیانگر این مطلب است که پژوهشگران تاکنون درباره‌ی رفتار خاک‌های ماسه‌یی در حضور لای، به نتیجه‌ی واحدی نرسیده‌اند. بدون شک، تغییر در میزان ریزدانه‌ی غیرخمیری در خاک‌های ماسه‌یی که در حالت اشباع هستند، می‌تواند در پارامترهای مهندسی و رفتار آن‌ها تأثیرگذار باشد. همچنین بیشتر مطالعات انجام شده مربوط به بارگذاری مونوتونیک و چرخه‌یی بوده و توجه کمتری به بارگذاری‌های پساچرخه‌یی شده است. لذا در نوشتار حاضر، تأثیر حضور لای در رفتار چرخه‌یی و پساچرخه‌یی ماسه‌ی سست اشباع بررسی شده است.

۲. مصالح استفاده شده

ماسه‌ی استفاده شده در پژوهش حاضر، ماسه‌ی شکسته‌ی فیروزکوه بوده است که به اختصار ماسه‌ی ۱۶۱ نامیده می‌شود. ماسه‌ی ۱۶۱ از کارخانه‌ی تأمین ریخته‌گری فیروزکوه تهیه شده است. رنگ آن، زرد متمایل به طلایی است و طبق مشاهده‌های آزمایشگاهی، گوشه‌های تیز دارد. طبق اطلاعات کانی‌شناسی، قسمت عمده (در حدود ۹۰٪ دانه‌ها) از کانی‌های سیلیس تشکیل شده است و کمتر از ۱۰٪ از کانی‌های کوارتز، کلسیت اکسیدها، کربنات و هیدروکسیدهای آهن، هماتیت و لیمانیت در بافت دانه‌ها وجود دارد. همچنین لای فیروزکوه به صورت پودر و دارای تیزگوشگی است؛ لذا لای فیروزکوه به علت در دسترس بودن و شکستن در حین بارگذاری انتخاب شده است. همچنین کانی‌های خاک ماسه‌ی ۱۶۱، به راحتی با آب واکنش نمی‌دهند. مصالح ترکیبی پژوهش حاضر، شامل: ترکیب ماسه‌ی ۱۶۱ با مقادیر ۱۰٪ لای فیروزکوه بوده است که به صورت وزنی و با رطوبت حدود ۷٪ با یکدیگر مخلوط شده‌اند. لای فیروزکوه که کاملاً از الک ۲۰۰ عبور می‌کند، با نشانه‌ی خمیری ۳ از نوع لای غیرخمیری بوده و با توجه به تعیین زاویه‌ی اصطکاک (ϕ) در حدود ۳۲ درجه در آزمایشگاه و پایین بودن مقدار آن، نمی‌تواند تأخیری در روانگرایی داشته باشد. براساس استاندارد ASTM-D422، نتایج منحنی دانه‌بندی برای ترکیب ماسه و لای در شکل ۱ مشاهده می‌شود.^[۱۹] خصوصیات اساسی فیزیکی مخلوط‌های ماسه و لای در جدول ۱ ارائه شده‌اند. آزمایش تعیین چگالی ویژه (G_s) برای مخلوط ماسه و لای مطابق با استاندارد ASTM-D854 انجام شده است.^[۲۰] با توجه به تغییر در نسبت تخلخل کمینه و بیشینه‌ی خاک‌ها با افزایش درصد ریزدانه در ترکیب‌ها و به منظور دستیابی به تراکم نسبی یکسان در نمونه‌های با اجزاء تشکیل دهنده‌ی مختلف،



شکل ۲. تصویری از دستگاه سه محوری چرخشی استفاده شده.

تفسیر رفتار ماسه و عوامل مؤثر در آن است؛ لذا، یکی از مهم ترین موارد در انجام دقیق آزمایش سه محوری، تهیهی نمونه های مناسب است. روش های نمونه سازی مختلفی ارائه شده است که با توجه به نوع خاک و بارگذاری آزمون سه محوری، می توان از آن ها استفاده کرد. به منظور ساخت نمونه ها، روش تراکم کاهش یافته^{۱۰} به عنوان یکی از روش های پیشنهادی تهیهی نمونه ها، مدنظر قرار گرفته است. روش نمونه سازی تراکم کاهش یافته، مطابق با روابط لد^{۱۱} (۱۹۷۸)، [۲۳] و بین^{۱۲} و همکاران (۱۹۹۱)، [۲۴] روشی مؤثر در ساخت نمونه هایی با تراکم یکنواخت و کاهش میزان جداشدگی دانه های خاک است. همچنین روش تراکم کاهش یافته برای جلوگیری از تراکم غیر یکنواخت نمونه ها که در آن متراکم کردن هر یک از لایه های بالایی می تواند منجر به افزایش تراکم ماسه ی لایه های زیرین و باعث ناهمگنی تراکم نمونه شود، استفاده می شود.

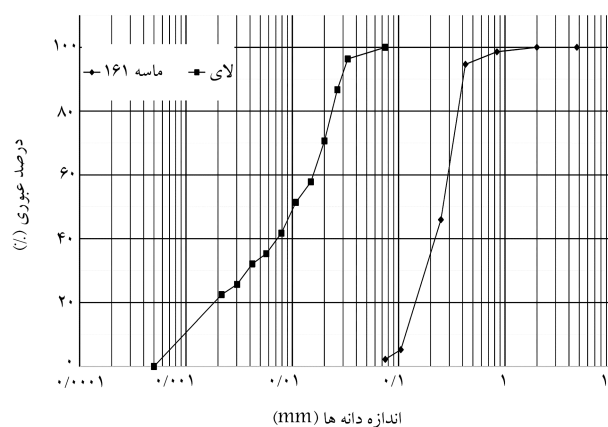
۴. اطلاعات دستگاه

در پژوهش حاضر، از دستگاه سه محوری چرخشی آزمایشگاه ژئوتکنیک پیشرفته ی دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره) مطابق با شکل ۲، جهت انجام آزمایش های دینامیکی و تعیین رفتار خاک های ماسه یی در کرنش های بزرگ استفاده شده است. از ویژگی های مهم دستگاه مذکور، تمام اتوماتیک بودن اعمال نیروی محوری آن است که برخلاف دستگاه های قدیمی تر، دیگر نیازی به تأمین فشار از طریق سیستم های پنوماتیکی و یا هیدرولیکی نیست. فناوری اخیر در دقت و تکرارپذیری نتایج، تأثیر به سزایی خواهد داشت. لازم به ذکر است دقت کرنش سنج، نیروسنج و فشارسنج به ترتیب برابر ۵۰ میلی متر، ۲۵ کیلو نیوتن و ۸ بار بوده است.

در آزمایش های انجام شده از نمونه های استوانه یی با قطر و ارتفاع اولیه به ترتیب ۵۰ و ۱۰۰ میلی متر استفاده شده است. پس از ساخت و اشباع کردن نمونه ها، ابتدا هر ترکیب تحت فشار همه جانبه ی ۱۰۰ کیلو پاسکال تحکیم شده است. در واقع در بخش کنونی، با انجام سه آزمایش تناوبی با نسبت های تنش چرخشی (CSR) مختلف در هر ترکیب، تعداد چرخه های مورد نیاز برای روانگرایی مشخص شده است. نسبت تنش چرخشی در آزمایش سه محوری تناوبی به صورت رابطه ی ۱ تعریف می شود:

$$CSR = \frac{\tau_d}{\sigma'_{ref}} = \frac{q_d}{\sigma'_{ref}} \quad (1)$$

که در آن، τ_d و q_d به ترتیب بیانگر تنش برشی و تنش انحرافی چرخشی و σ'_{ref}



شکل ۱. منحنی دانه بندی ماسه و لای مطالعه شده.

جدول ۱. مشخصات فیزیکی ماسه ی ۱۶۱ و ماسه ی لای دار.

ویژگی	ماسه	ماسه ی لای دار
درصد لای (عبوری از الک شماره ی ۲۰)	۰	۱۰
D_{50} (میلی متر)	۰/۲۳	۰/۲۲
C_u	۱/۶۸۸	۳/۳۳۳
G_s	۲/۶۶	۲/۶۶
e_{max}	۰/۸۶۸	۰/۸۵۳
e_{min}	۰/۵۶۵	۰/۴۵۹
طبقه بندی خاک براساس استاندارد (USCS)	SP	SP-SM

مقادیر نسبت تخلخل کمینه و بیشینه ی هر ترکیب به طور جداگانه در آزمایشگاه تعیین شده اند. برای تعیین پارامترهای مذکور، از استانداردهای ASTM-D۴۲۵۳ و ASTM-D۴۲۵۴ استفاده شده است. [۲۲، ۲۱]

۳. نمونه سازی و روش آزمایش

معمولاً در نمونه های آزمایش سه محوری از تراکم نسبی و درصد تراکم به منظور ارزیابی میزان تراکم یا فشردگی یک توده استفاده می کنند. ویژگی های مهندسی خاک، نظیر: مقاومت برشی، فشردگی و نفوذپذیری به میزان تراکم آن خاک بستگی دارد. تراکم نسبی یک خاک عبارت از نسبت اختلاف بین نسبت تخلخل های بیشینه و در محل یک خاک غیرچسبنده به اختلاف بین نسبت تخلخل های بیشینه و کمینه ی همان خاک است. در پژوهش حاضر، تمامی نمونه ها به گونه یی آماده شده اند که تراکم نسبی نمونه ها بعد از تحکیم در حدود ۳۰٪ باشد؛ زیرا هدف مطالعه ی حاضر، بررسی رفتار روانگرایی نمونه های خیلی سست بوده است. در ابتدا، نمونه ها با استفاده از نسبت تخلخلی به دست آمده از رابطه ی تراکم نسبی $(D_r = 30\%)$ آماده شدند که نسبت تخلخل بیشینه و کمینه برای ماسه و ماسه با ۱۰٪ لای طبق استانداردهای ASTM-D۴۲۵۳ و ASTM-۴۲۵۴ به دست آمده است. [۲۲، ۲۱] سپس برای محاسبه ی تراکم پس از اتمام فاز تحکیم نمونه، با توجه به حجم آب خارج شده از نمونه در حین تحکیم که تغییرات حجم حفره ها را نشان می دهد، تراکم بعد از تحکیم برای ماسه و ماسه با درصد لای با تنش تحکیمی مشخص به دست آمده است. در نتیجه، با استفاده از تکرار آزمایش های ذکر شده، یک تراکم نسبی یکسان بعد از تحکیم در همه ی نمونه ها به دست آمده است. هدف نهایی پژوهش حاضر، رسیدن به یک چهارچوب مفهومی در جهت

برای دو حالت تنش تحکیمی همسان و ناهمسان به ترتیب براساس رابطه های ۲ و ۳ محاسبه می شود:

$$\sigma'_{ref} = \sigma'_{fc} \quad (2)$$

$$\sigma'_{ref} = \frac{\sigma'_{fc} + \sigma'_{tc}}{2} \quad (3)$$

که در آن، σ'_{fc} و σ'_{tc} به ترتیب، تنش های اصلی بیشینه و کمینه هستند. معمولاً در آزمایش های سه محوری چرخه ای، با رسیدن به یکی از معیارهای کرنش محوری با دامنه ی تک ۲/۵٪، یا رسیدن به کرنش محوری با دامنه ی دو برابر ۵٪ و یا افزایش ضریب فشار آب حفره یی در حدود یک (۱ = r_u)، خاک روانگرا فرض می شود.^[۲۵] مقدار بار چرخه ایی اعمالی برای رسیدن به نسبت تنش چرخه ایی موردنظر در هر آزمایش، طبق استاندارد مذکور براساس رابطه ی ۴ محاسبه می شود:

$$P_C = 2.0 \sigma'_{fc} \cdot CSR \cdot A_C \quad (4)$$

که در آن، P_C بار چرخه ایی مورد نیاز، σ'_{fc} فشار تحکیمی (اختلاف بین فشار همه جانبه و پس فشار درون نمونه)، CSR نسبت تنش چرخه ایی موردنظر و A_C سطح مقطع نمونه پس از تحکیم هستند.

۵. پارامترهای بررسی شده

در مطالعه ی حاضر، هدف بررسی روانگرایی و رفتارهای چرخه ایی و پس از چرخه ایی نمونه های خیلی سست ماسه و ماسه ی لای دار بوده است. برای این منظور، از ماسه ی تمیز و ماسه با ۱۰٪ لای استفاده شده است. با توجه به مطالعه ی مونکل^[۱۳] (۲۰۱۱)، مشاهده شد که افزودن سیلت در حدود ۱۰٪، باعث ایجاد تغییر در رفتار روانگرایی ماسه می شود.^[۲۶] به همین دلیل این مقدار لای برای بررسی بیشتر رفتار مخلوط ماسه و سیلت انتخاب شده است. برای ماسه ی تمیز نسبت تنش چرخه ایی ۲۵/۰، ۲۷/۰، ۲۸/۰ و برای ماسه با ۱۰٪ لای نسبت تنش چرخه ایی ۲۰/۰، ۲۳/۰، ۲۵/۰ و ۲۸/۰ استفاده شده است. نسبت تنش چرخه ایی اولیه به صورتی انتخاب شده است که هر نمونه تحت ۱۵ چرخه به روانگرایی برسد. دو نسبت تنش چرخه ایی دیگر با توجه به مقدار اخیر و بالاتر و پایین تر از آن در نظر گرفته شده اند. در پژوهش حاضر، مطابق با استاندارد ASTM – D۵۳۱۱ از روش کنترل تنش و موج سینوسی با بسامد ۱/۰ هرتز، جهت اعمال بارگذاری دینامیکی استفاده شده است. براساس استاندارد اخیر، برای انجام آزمایش ها به روش تنش کنترل، بسامد بارگذاری باید بین ۱/۰ تا ۲ هرتز باشد، که در پژوهش حاضر، بسامد ۱/۰ هرتز در نظر گرفته شده است. طبق استاندارد ASTM – D۵۳۱۱، شکل موج تنش چرخه ایی موردنظر باید یکنواخت باقی بماند و نیاز مذکور را طبق رابطه ی ۵ برآورده سازد:

$$\begin{aligned} 0 < q_e < 9q_c \\ 0 < t_e < 9t_c \quad \text{and} \quad 0 < q_e < 1/1q_c \\ 0 < t_e < 1/1t_c \end{aligned} \quad (5)$$

که در آن، q_e و q_c به ترتیب دامنه ی تنش در سمت فشاری و کششی، t_e و t_c به ترتیب مدت زمان اعمال تنش های فشاری و کششی هستند.^[۲۷]

۶. نتایج

۱.۶. مقایسه ی مقاومت روانگرایی ماسه ی تمیز با نسبت های تنش

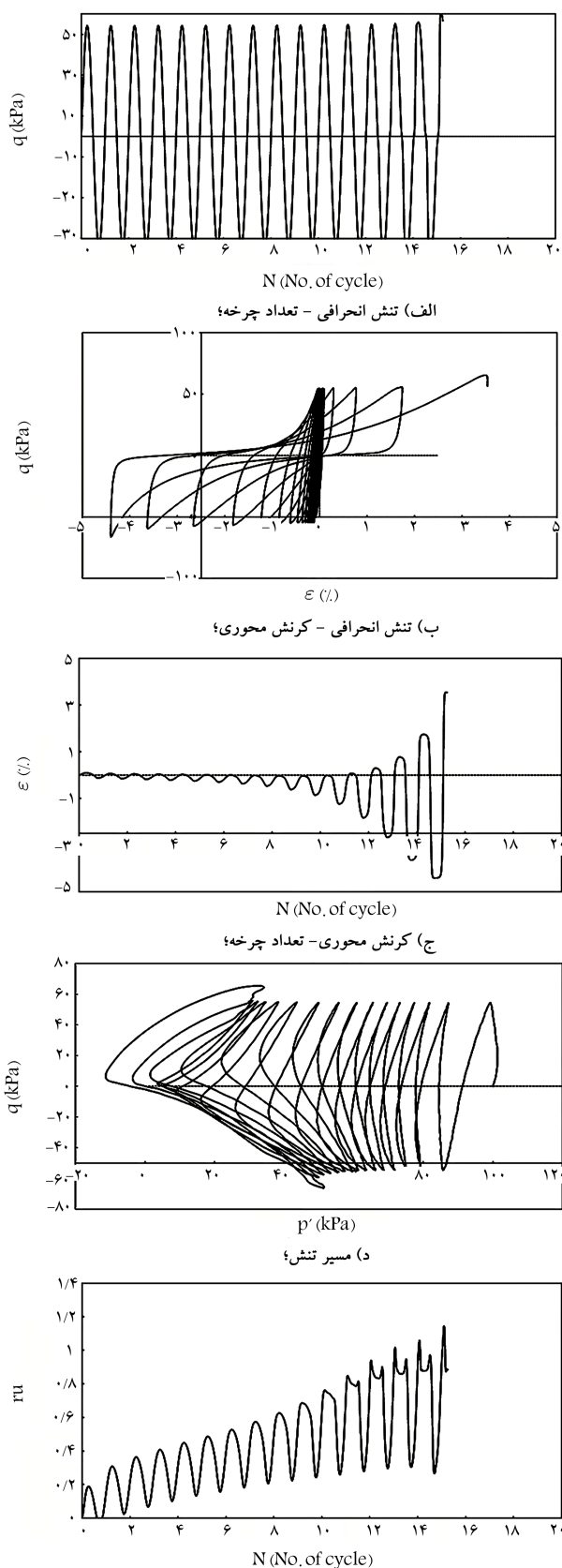
چرخه ایی مختلف

در شکل های ۳ الی ۵، پاسخ چرخه ایی نمونه ی ماسه ی تمیز با CSR های مختلف ۲۵/۰، ۲۷/۰، ۲۸/۰ مشاهده می شود که مطابق آن ها، نمونه ی ماسه یی، با افزایش نسبت تنش چرخه ایی، در تعداد چرخه های کمتری روانگرا شده است. نمونه های مذکور به ترتیب در تعداد چرخه های ۳۱، ۱۵ و ۶ به روانگرایی رسیده اند. در شکل ۳ ه، مقایسه ی ضریب r_u با تعداد چرخه ها نشان می دهد که در نسبت تنش ۲۵/۰، نمونه ی ماسه یی تا چرخه ی ۳۰، روانگرا نشده و پس از آن ضریب فشار حفره یی به طور ناگهانی افزایش یافته است. اما مطابق با شکل های ۴ ه و ۵ ه، در نسبت های تنش ۲۷/۰ و ۲۸/۰، ضریب r_u به صورت مداوم در حال افزایش بوده است، تا اینکه به روانگرایی رسیده است. تأثیر چنین رفتاری در مسیر تنش نمونه ها مشخص است. در نسبت تنش ۲۵/۰ طبق شکل ۳ د، مسیر تنش حالت جمع شونده داشته است. اما در نسبت های تنش بزرگ تر (مطابق شکل های ۴ د و ۵ د)، تنش مؤثر سریعاً کاهش یافته و رفتار نرم شونده یی در نمونه ها ملاحظه شده است. به نحوی که تنش مؤثر در آن ها به صفر رسیده است. همچنین با توجه به شکل ۳ ب، منحنی های تنش - کرنش در نسبت تنش چرخه ایی ۲۵/۰ حالت جمع شونده دارند، ولی در نسبت های تنش ۲۷/۰ و ۲۸/۰، مطابق با شکل های ۴ ب و ۵ ب، حالت پروانه ایی و بازشدگی با چرخه های بزرگ تر دارند که نشان دهنده ی میرایی بیشتر مصالح است. در واقع، در نسبت تنش ۲۵/۰ چون نسبت تنش چرخه ایی کمتر بوده است، روانگرایی با تعداد چرخه ی بیشتری رخ داده و نرخ ایجاد فشار آب کمتر بوده است؛ بنابراین، تنش مؤثر با نرخ کمتری کاهش پیدا کرده است، لذا کاهش مقاومت در این خاک به آرامی رخ داده است، اما با افزایش نسبت تنش چرخه ایی به مقادیر ۲۷/۰ و ۲۸/۰، نمونه ی خاک در تعداد چرخه ی کمتری روانگرا شده است. همچنین فشار آب حفره یی در حال افزایش مداوم در زمان کمتر بوده است که این موضوع سبب کاهش سریع تر تنش مؤثر شده است؛ در نتیجه، باعث کاهش مقاومت و نرم تر شدن نمودارها شده است. با رخداد اتفاق اخیر، خاک سریع تر روانگرا شده و سختی کاهش یافته و میرایی افزایش پیدا کرده است

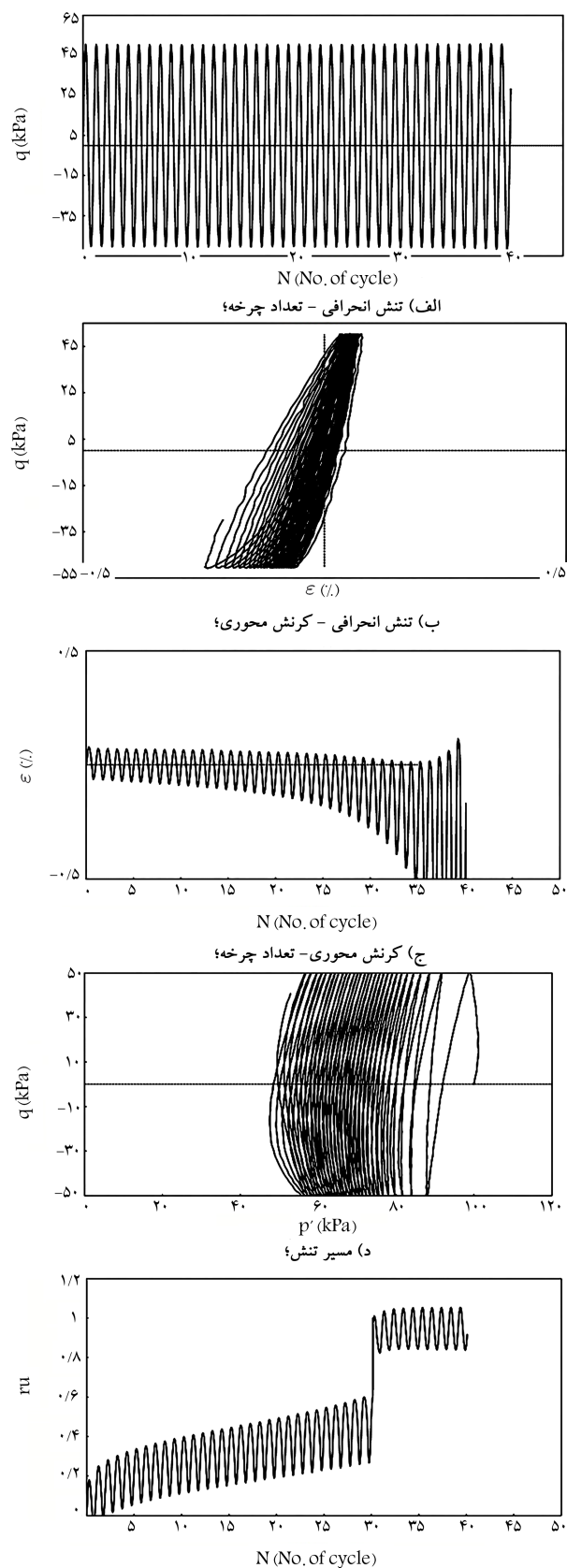
۲.۶. مقایسه ی مقاومت روانگرایی ماسه ی لای دار نسبت های تنش

چرخه ایی مختلف

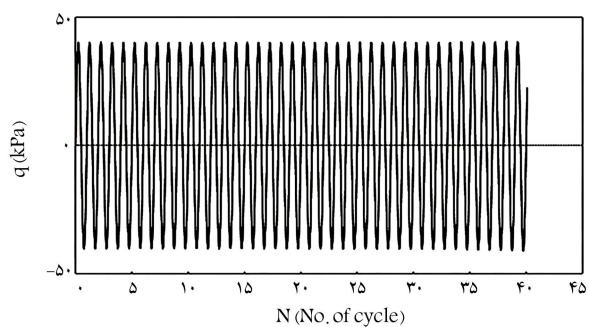
در شکل های ۶ الی ۸، پاسخ چرخه ایی نمونه ی ماسه با ۱۰٪ لای تحت CSR های مختلف ۲۰/۰، ۲۳/۰، ۲۵/۰ مشاهده می شود که مطابق آن ها، نمونه ی ماسه ی لای دار همانند نمونه ی ماسه ی تمیز، با افزایش نسبت تنش چرخه ایی در تعداد چرخه های کمتری روانگرا شده است. نمونه های مذکور به ترتیب در تعداد چرخه های ۳۰، ۲۳ و ۱۴ به روانگرایی رسیده اند. در شکل ۶ ه، مقایسه ی ضریب r_u با تعداد چرخه ها نشان می دهد که در نسبت تنش ۲۰/۰، نمونه ی ماسه ی لای دار تا چرخه ی ۳۰، روانگرا نشده و پس از آن ضریب فشار حفره یی ناگهانی افزایش یافته است. اما مطابق با شکل های ۷ ه و ۸ ه، در نسبت تنش های ۲۳/۰ و ۲۵/۰، ضریب r_u به صورت مداوم در حال افزایش است، تا به روانگرایی برسد. تأثیر چنین رفتاری در مسیر تنش نمونه ها مشخص است. در شکل ۶ د، نسبت تنش ۲۰/۰ مسیر تنش، حالت جمع شونده دارد. اما در شکل های ۷ د و ۸ د، نسبت های تنش ۲۳/۰ و ۲۵/۰، تنش مؤثر سریعاً کاهش یافته است و رفتار نرم شونده یی در



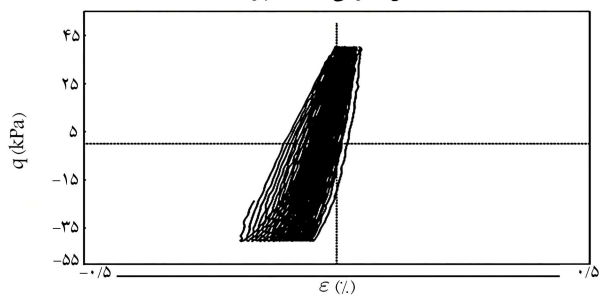
شکل ۴. نتایج بارگذاری چرخه‌ای در ماسه‌ی تمیز ۱۶۱، با $CSR = 27^\circ$.



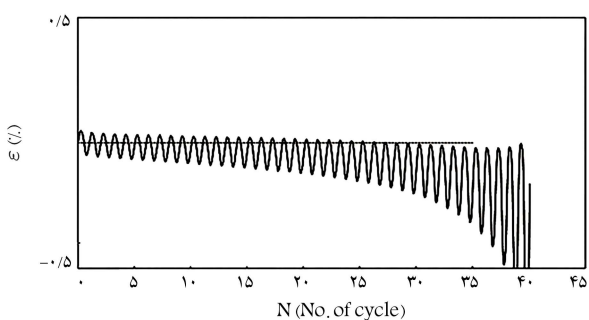
شکل ۳. نتایج بارگذاری چرخه‌ای در ماسه‌ی تمیز ۱۶۱، با $CSR = 25^\circ$.



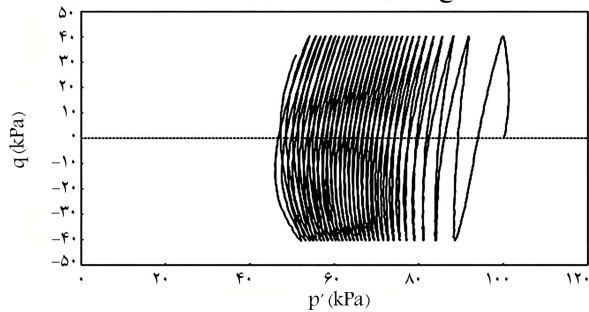
الف) تنش انحرافی - تعداد چرخه؛



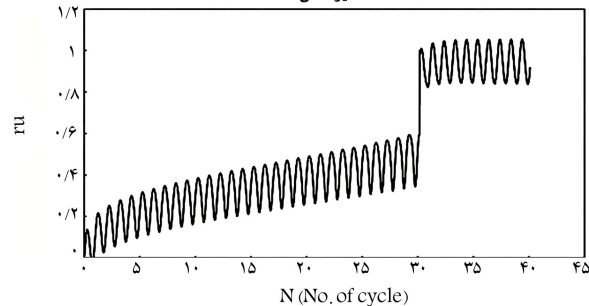
ب) تنش انحرافی - کرنش محوری؛



ج) کرنش محوری - تعداد چرخه؛

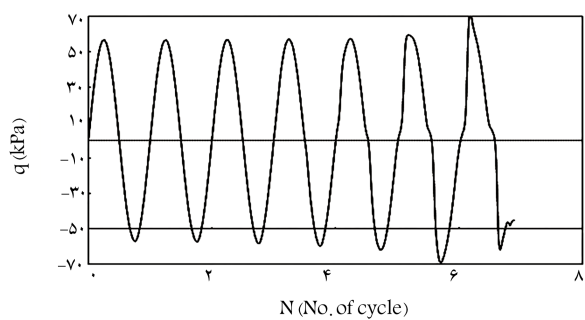


د) مسیر تنش؛

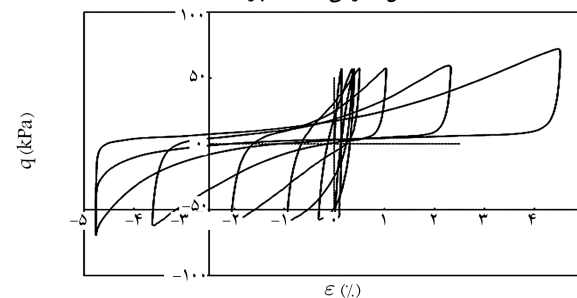


ه) ضریب فشار آب منفذی - تعداد چرخه.

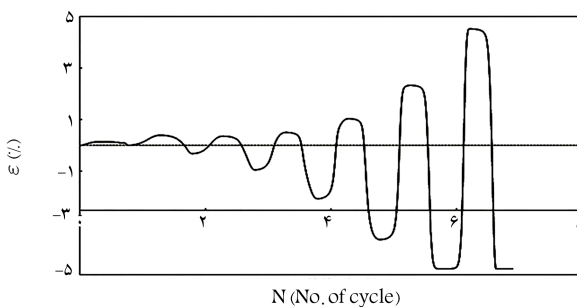
شکل ۶. نتایج بارگذاری چرخشی بر ماسه با ۱٪ لای در $CSR = 0.2$.



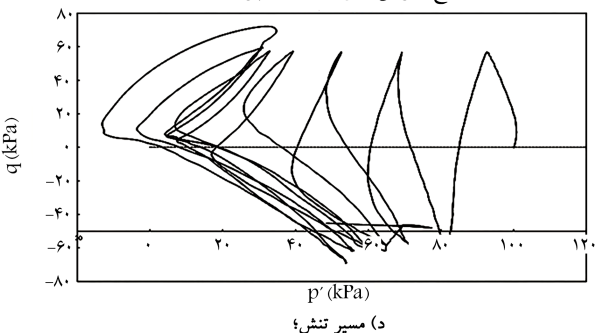
الف) تنش انحرافی - تعداد چرخه؛



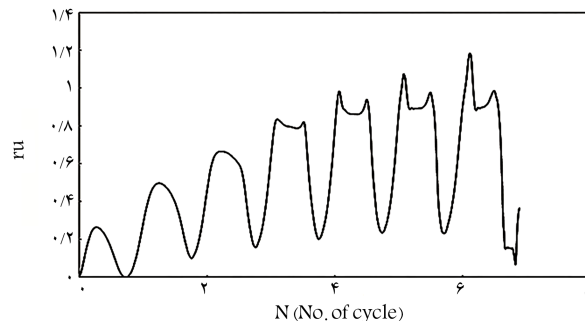
ب) تنش انحرافی - کرنش محوری؛



ج) کرنش محوری - تعداد چرخه؛

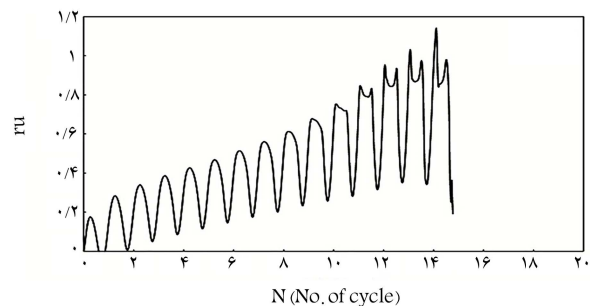
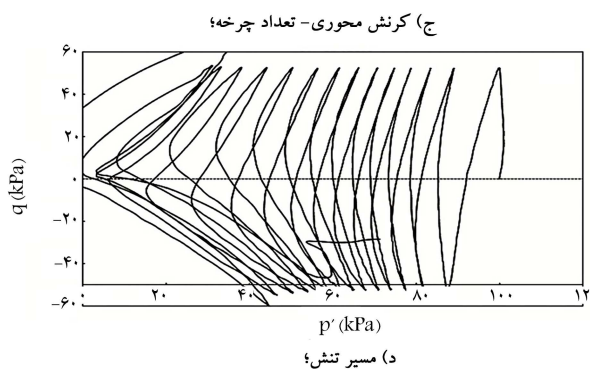
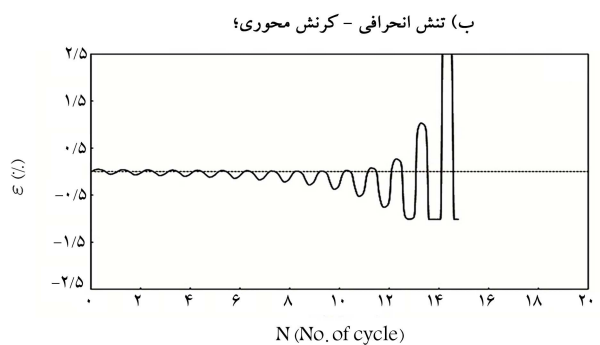
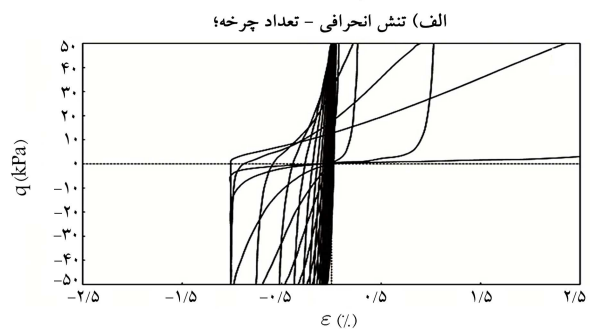
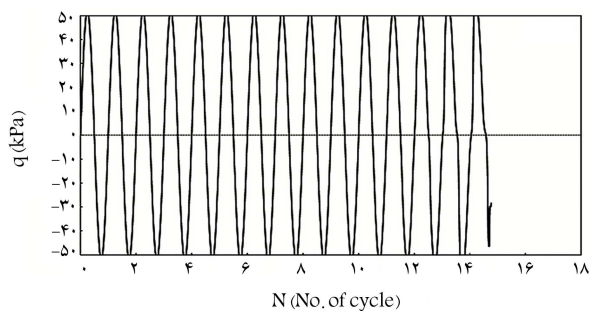


د) مسیر تنش؛



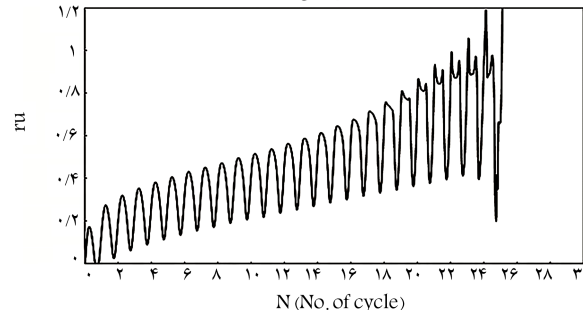
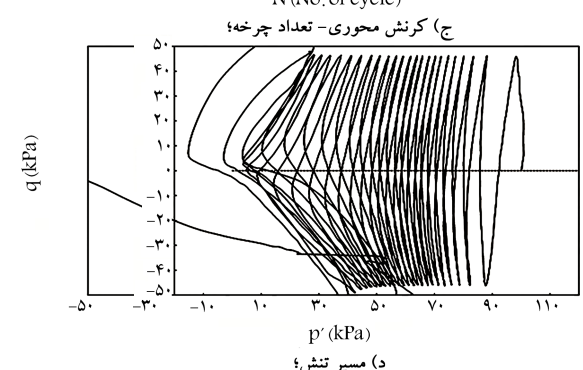
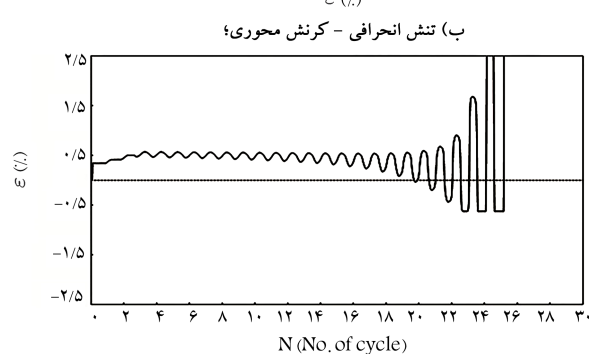
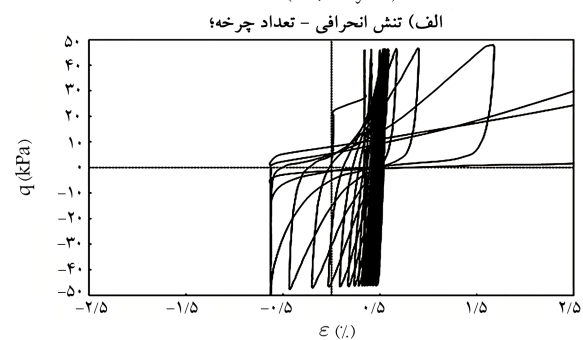
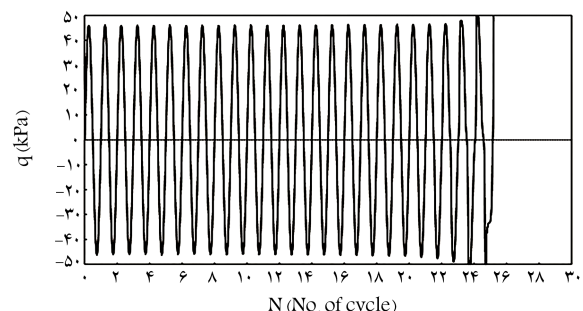
ه) ضریب فشار آب منفذی - تعداد چرخه.

شکل ۵. نتایج بارگذاری چرخشی در ماسه‌ی تمیز ۱۶۱، با $CSR = 0.28$.



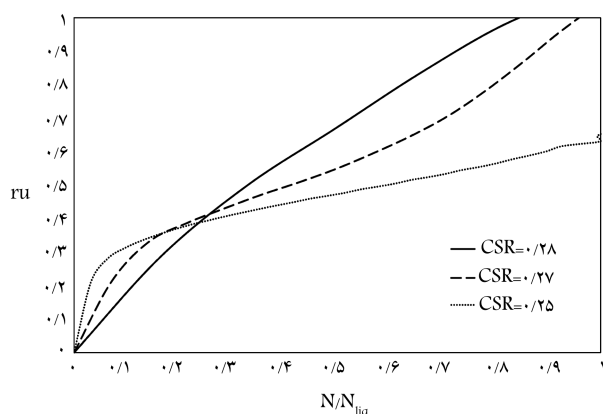
ه) ضریب فشار آب منفذی - تعداد چرخه.

شکل ۸. نتایج بارگذاری چرخه‌ای بر ماسه با ۱۰٪ لای در $CSR = 0.25$.

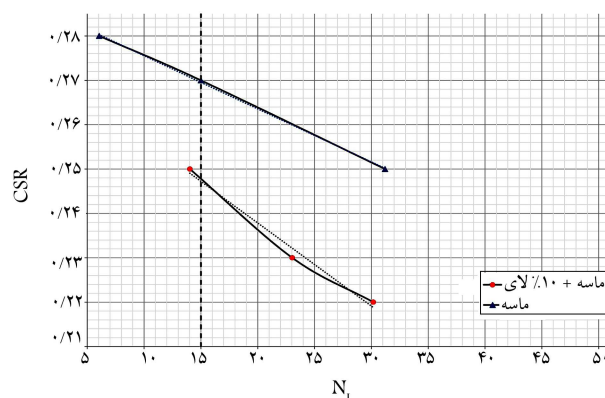


ه) ضریب فشار آب منفذی - تعداد چرخه.

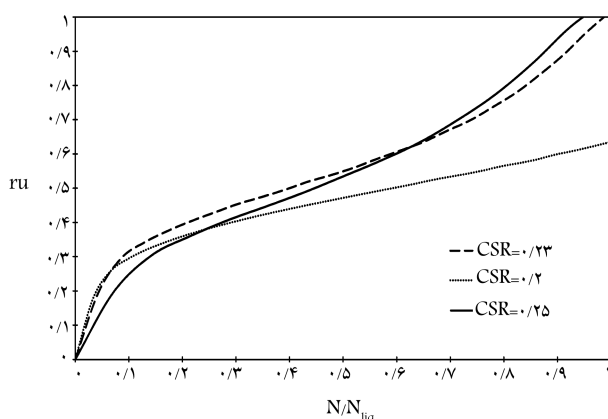
شکل ۷. نتایج بارگذاری چرخه‌ای بر ماسه با ۱۰٪ لای در $CSR = 0.23$.



شکل ۹. تغییرات CSR در برابر تعداد چرخه‌های روانگرایی در ماسه‌ی تمیز و ماسه



شکل ۱۰. تغییرات CSR در برابر تعداد چرخه‌های روانگرایی در ماسه‌ی تمیز و ماسه با ۱۰٪ لای.



شکل ۱۱. تغییرات r_u در برابر نسبت چرخه‌یی در ماسه‌ی لای‌دار.

نمونه‌ها ملاحظه می‌شود، به نحوی که تنش مؤثر در آن‌ها به مقدار صفر رسیده است. همچنین با توجه به شکل ۶، منحنی تنش کرنش‌ها در نسبت تنش چرخه‌یی ۰/۲۰، حالت جمع‌شونده داشته است؛ اما در نسبت‌های ۰/۲۳ و ۰/۲۵، حالت انبساطی داشته است و به علت میرایی بیشتر، مصالح چرخه‌های بزرگ‌تری دارند.

۳.۶. مقایسه‌ی مقاومت روانگرایی ماسه با ماسه‌ی لای‌دار در

نسبت‌های تنش چرخه‌یی یکسان

با رسم تغییرات نسبت تنش چرخه‌یی (CSR) در برابر لگاریتم تعداد چرخه‌های لازم برای وقوع روانگرایی N_L ، می‌توان از طریق درون‌یابی، مقدار تنش تناوبی متناظر با ۱۵ چرخه را به عنوان مقاومت روانگرایی CRR_{15} مشخص کرد. در تمام ترکیب‌ها، تعداد چرخه‌ی لازم برای وقوع روانگرایی، با کاهش نسبت تنش چرخه‌یی افزایش یافته است. با افزودن ۱۰٪ ریزدانه‌ی غیرخمیری در مخلوط، تنش چرخه‌یی موردنیاز برای وقوع روانگرایی در ترکیب‌ها کاهش یافته است. به عبارتی دیگر، در یک تعداد چرخه‌ی ثابت، با افزودن ریزدانه به ماسه‌ی تمیز، CSR کمتری برای روانگرایی نمونه‌ها موردنیاز است، که مطالعات آخیلا و همکاران (۲۰۱۸) تأییدکننده‌ی این موضوع است.^[۲۸] همچنین براساس شکل ۹، شیب تغییرات نسبت تنش چرخه‌یی براساس تعداد چرخه‌ی لازم در ماسه‌ی لای‌دار بیشتر از نمونه‌ی ماسه‌یی است.

۴.۶. فشار آب حفره‌یی

به وجود آمدن اضافه فشار آب حفره‌یی تحت بارگذاری دینامیکی در خاک‌های دانه‌یی، دلیل اصلی کاهش مقاومت خاک‌های مذکور است که نهایتاً می‌تواند منجر به بروز روانگرایی در آن‌ها شود. معمولاً در ادبیات فنی، از پارامتر نرمالیزه شده نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی (r_u) که از تقسیم اضافه فشار آب حفره‌یی به تنش همه‌جانبه‌ی مؤثر اولیه به دست می‌آید، در برابر پارامتر نرمالیزه‌شده نسبت چرخه ($\frac{N}{N_L}$)، به منظور حذف اثر نسبت تنش چرخه‌یی CSR در تولید اضافه فشار آب حفره‌یی و امکان مقایسه‌ی نتایج با یکدیگر، استفاده می‌شود.

۱.۴.۶. مقایسه‌ی r_u ماسه‌ی تمیز با نسبت‌های تنش چرخه‌یی مختلف

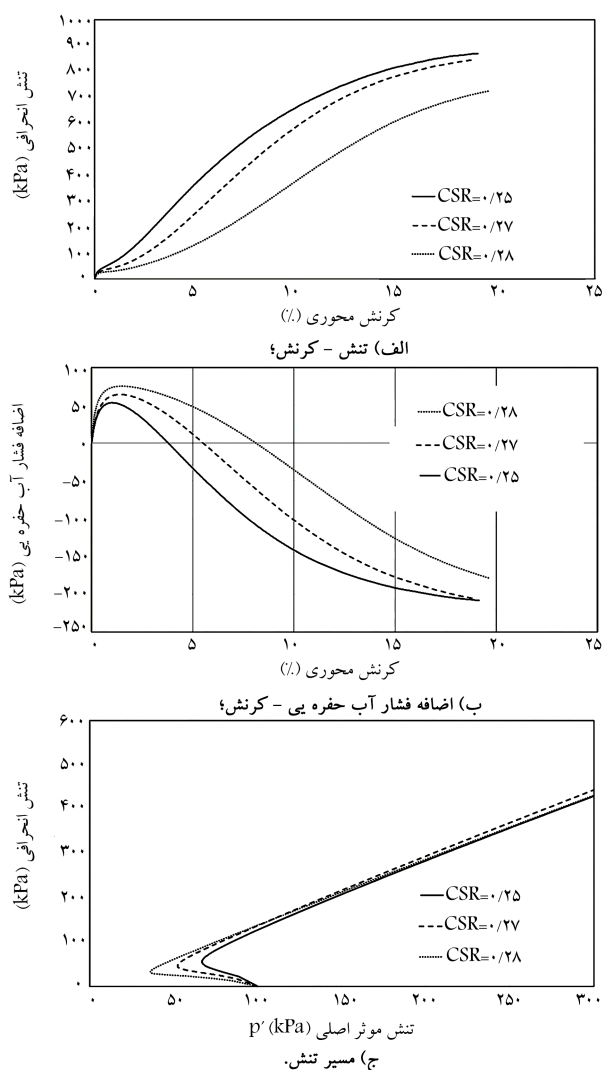
براساس شکل ۱۰، در تعداد چرخه‌های کم، نسبت فشار آب حفره‌یی در نمونه‌یی

با CSR برابر ۰/۲۵، بیشتر از نمونه‌یی با CSR برابر ۰/۲۷ و ۰/۲۸ است؛ اما با افزایش تعداد چرخه‌های بارگذاری و نزدیک شدن به حالت روانگرایی، نسبت فشار آب حفره‌یی در نمونه با CSR بزرگ‌تر، افزایش بیشتری نسبت به نمونه‌های با CSR کوچک‌تر داشته است.

۲.۴.۶. مقایسه‌ی r_u ماسه‌ی لای‌دار با نسبت‌های تنش چرخه‌یی مختلف مطابق شکل ۱۱، در ترکیب ماسه با ۱۰٪ لای در چرخه‌های کمتر، نسبت فشار آب حفره‌یی در CSR، ۰/۲۰، بیشتر از ۰/۲۳ و در CSR، ۰/۲۳، بیشتر از ۰/۲۵ است؛ اما با افزایش تعداد چرخه‌های بارگذاری، نسبت فشار آب حفره‌یی در CSRهای بزرگ‌تر، بیشتر از CSRهای کوچک‌تر شده است، اما در ماسه‌ی لای‌دار شیب افزایش نسبت فشار آب حفره‌یی نسبت به ماسه‌ی تمیز کمتر بوده است.

۳.۴.۶. مقایسه‌ی r_u ماسه با ماسه‌ی لای‌دار در نسبت‌های تنش چرخه‌یی یکسان

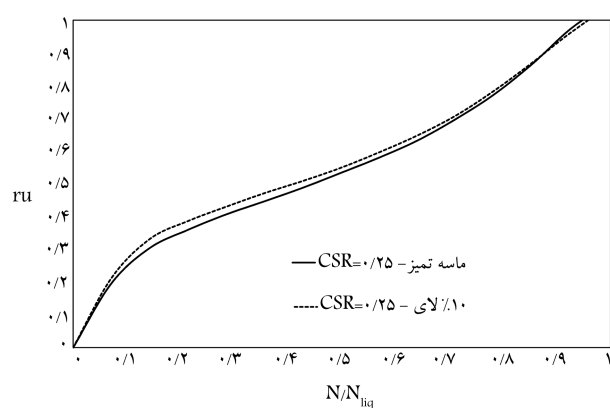
با توجه به شکل ۱۲، با افزایش درصد ریزدانه‌ی غیرخمیری لای، شدت رشد نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی در شروع بارگذاری بیشتر شده است. این بدان معنی است که قرار گرفتن ذرات ریزتر لای در بین دانه‌های درشت ماسه، باعث کاهش نیروی تماسی بین ذرات ماسه می‌شود و بنابراین منجر به ناپایداری بیشتر مخلوط می‌شود که آزمایش‌های کریم و همکاران (۲۰۱۴)، تأییدکننده‌ی این موضوع است.^[۲۹] در بخش آتی، نتایج مربوط به رفتار پساچرخه‌یی ماسه‌ی نسبت اشباع و ماسه با ۱۰٪ لای بحث و بررسی شده است.



شکل ۱۳. نتایج آزمایش پساچرخه‌یی بر روی ماسه‌ی تمیز با CSRهای مختلف.

این وضعیت خاک با یک رفتار سخت‌شوندگی کرنشی، نهایتاً در کرنش‌های بزرگ، به حالت بحرانی یا پایدار خود می‌رسد.

در شکل ۱۳ ج، نمودار مسیر تنش مربوط به ماسه‌ی تمیز، در سه نسبت تنش ۰/۲۵، ۰/۲۷ و ۰/۲۸ نمونه‌یی از رفتار غیرروانگرا، در هنگام برش زهکشی نشده مشاهده می‌شود که رفتار اتساعی و سخت‌شوندگی کرنشی داشته و نهایتاً در کرنش‌های بزرگ به حالت پایدار خود رسیده است. همین روند در ماسه لای‌دار هم مشاهده می‌شود، به طوری که فقط مقادیر مقاومت برشی نسبت به ماسه‌ی تمیز کمتر بوده است که نتیجه‌ی به‌دست آمده با یافته‌های دس و سیتارام (۲۰۱۳)^[۹] و نورزاد و شاگری (۲۰۱۷)^[۱۴] مطابقت دارد. همچنین در شکل ۱۴، برای نسبت تنش چرخه‌یی ۰/۲۵، رفتار متفاوتی مشاهده شده است. احتمالاً میزان تحکیم این خاک نسبت به بقیه کمتر بوده است، با توجه به میزان روانگرا شدن نمونه‌ی اخیر و میزان نرم‌شوندگی که در آن رخ داده و بیشتر از بقیه‌ی حالت‌ها بوده است، حالت سست‌تری نسبت به سایر نمونه‌ها داشته است که بعد از تحکیم باعث مقاومت کمتر شده است. همین رفتار در ماسه‌ی تمیز هم اتفاق افتاده است که نشان‌دهنده‌ی تأثیر تنش چرخه‌یی در مقاومت پساچرخه‌یی است.



شکل ۱۲. مقایسه‌ی r_u ماسه با ماسه‌ی لای‌دار در نسبت‌های تنش چرخه‌یی یکسان.

۵.۶. رفتار پساچرخه‌یی

بعد از انجام آزمایش چرخه‌یی، نمونه دوباره تحت فشار همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ کیلوپاسکال در حالت تحکیم قرار گرفته است. چون در حالت مونوتونیک هم تحت تنش همسان ۱۰۰ کیلوپاسکال تحکیم شده است، برای انجام مقایسه بین مونوتونیک و پساچرخه‌یی، لازم بود که این نوع بارگذاری انجام شود، زیرا در رفتار خاک تأثیرگذار خواهد بود. پس از اتمام فرایند تحکیم، بارگذاری استاتیکی بر روی نمونه‌ی روانگرا شده با سرعت ۰/۵ میلی‌متر بر دقیقه انجام شده است. لازم به ذکر است در هنگام بارگذاری، شیر زهکشی نمونه بسته بوده و آزمایش به صورت CU انجام شده است. برای حل مشکل نقاط شروع مختلف برای بارگذاری استاتیکی پساچرخه‌یی، ارتفاع اولیه‌ی نمونه (ارتفاع قبل از بارگذاری چرخه‌یی)، به عنوان مبنای محاسبه‌ی کرنش محوری در نظر گرفته شده است. در شکل‌های ۱۳ و ۱۴، جزئیات شرایط اولیه‌ی بارگذاری استاتیکی پساچرخه‌یی بعد از آخرین چرخه‌ی بارگذاری و نیز نمودارهای تنش - کرنش، اضافه فشار آب حفره‌یی - کرنش و مسیر تنش ماسه‌ی تمیز با (چگالی نسبی) ۳۰٪ تحت بار استاتیکی پساچرخه‌یی و نسبت تنش‌های چرخه‌یی مختلف مشاهده می‌شود. مطابق شکل ۱۳ ملاحظه می‌شود که رفتار ماسه تحت بارگذاری استاتیکی پساچرخه‌یی در همه‌ی نسبت‌های تنش چرخه‌یی، رفتار سخت‌شونده است که به دلیل تمایل خاک‌های روانگرا شده به اتساع هنگام اعمال تنش برشی است که منجر به کاهش فشار آب منفذی و افزایش تنش برشی می‌شود. این در حالی است که با توجه به شکل ۱۴، در بارگذاری چرخه‌یی، رفتار نمونه‌ها به صورت نرم‌شونده بوده است، اما در بارگذاری پساچرخه‌یی، رفتار سخت‌شونده مشاهده می‌شود. دلیل این امر را می‌توان به این صورت تفسیر کرد که در بارگذاری پساچرخه‌یی، چون خاک یک‌بار روانگرا شده است، در نتیجه تحت بارگذاری استاتیکی بعد از بارگذاری چرخه‌یی با رخداد تحکیم و استهلاك اضافه فشار رخ داده تحت روانگرایی، تراکم خاک افزایش داشته و بعد از روانگرایی تحت بارگذاری استاتیکی، بار بیشتری را تحمل کرده است. به عبارت دیگر، پس از رخداد روانگرایی و تحکیم نمونه که با استهلاك اضافه فشار آب حفره‌یی همراه است، بازآرایی ذرات ماسه رخ داده و ماسه در یک وضعیت متراکم‌تر نسبت به وضعیت سست اولیه قبل از روانگرایی قرار گرفته است. با توجه به شکل‌های ۱۳ و ۱۴، با افزایش نسبت تنش چرخه‌یی و بیشتر شدن فشار همه‌جانبه‌ی مؤثر اولیه، مقاومت نهایی خاک کاهش پیدا کرده است. زیرا با اعمال بارگذاری برشی زهکشی نشده بعد از روانگرشدن خاک، به‌علت قفل و بست نسبتاً زیاد بین دانه‌های متراکم خاک، فشار آب حفره‌یی کاهش پیدا کرده و خاک در کرنش‌های بزرگ، رفتار اتساعی از خود نشان داده است. به عبارتی دیگر، در

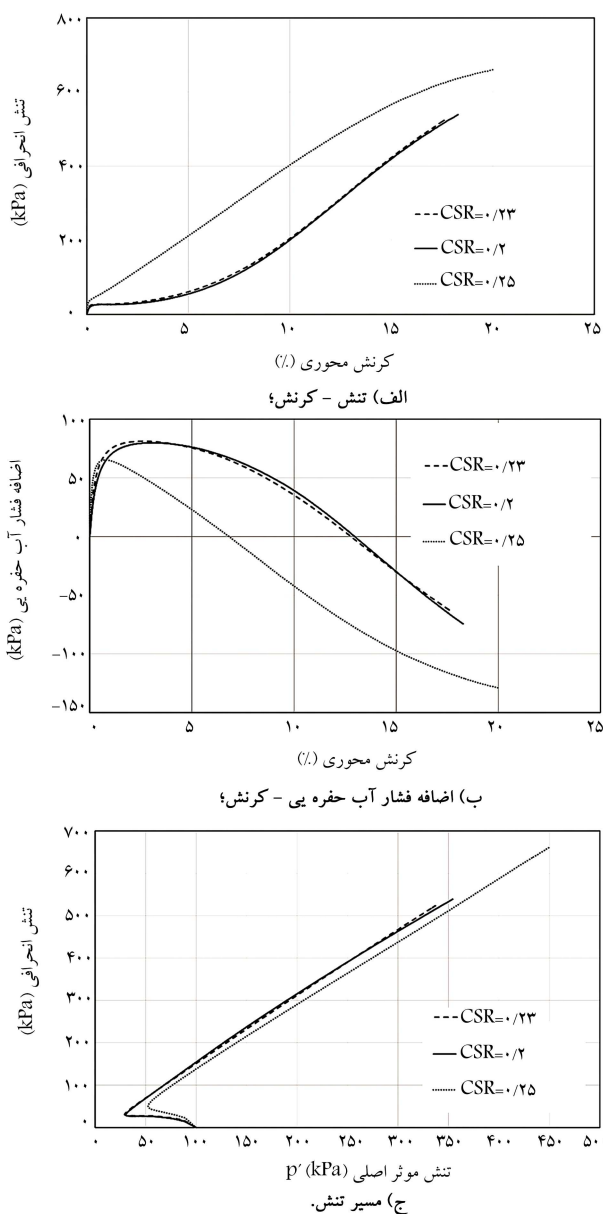
۷. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، تأثیر حضور لای در رفتار چرخه‌ای و پساچرخه‌ای ماسه‌ی سُست اشباع با استفاده از دستگاه سه‌محوری چرخه‌ای، جهت انجام آزمایش‌های دینامیکی و تعیین رفتار خاک‌های ماسه‌ای در کرنش‌های بزرگ استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهند که:

۱. در نمونه‌های بررسی شده با افزایش نسبت تنش چرخه‌ای، در تعداد چرخه‌های کمتری روانگرایی صورت گرفته و همچنین در نسبت‌های تنش بزرگ‌تر، تنش مؤثر سریعاً کاهش یافته و رفتار نرم‌شوندگی در نمونه‌ها ملاحظه شده است، به نحوی که تنش مؤثر در آن‌ها به صفر رسیده است.
۲. در منحنی‌های تنش - کرنش، نمونه‌ها در نسبت تنش چرخه‌ای کوچک‌تر، حالت جمع‌شوندگی داشته‌اند؛ ولی در نسبت‌های تنش بزرگ‌تر، حالت پروانه‌ای و بازشدگی با چرخه‌های بزرگ‌تر داشته‌اند که نشان‌دهنده‌ی میرایی بیشتر مصالح است.
۳. نمونه‌هایی با ۱۰٪ لای در نسبت‌های تنش کوچک‌تری به حالت روانگرایی رسیده‌اند.
۴. با افزایش تعداد چرخه‌های بارگذاری و نزدیک شدن به حالت روانگرایی، نسبت فشار آب حفره‌ای در نمونه با CSR بزرگ‌تر افزایش بیشتری نسبت به نمونه‌های با CSR کوچک‌تر داشته است.
۵. در آزمایش‌های پساچرخه‌ای مشاهده شد که رفتار ماسه و ماسه‌ی لای‌دار تحت بارگذاری استاتیکی پساچرخه‌ای در همه‌ی نسبت‌های تنش چرخه‌ای، رفتار سخت‌شونده داشته است. در واقع، مقاومت خاک نسبت به حالت چرخه‌ای افزایش داشته است.
۶. به علت رخداد روانگرایی در حین بارگذاری چرخه‌ای و استهلاک اضافه فشار حفره‌ای ایجاد شده در بارگذاری پساچرخه‌ای، نمونه‌ها در حالت متراکم‌تری نسبت به حالت اولیه‌ی خود قرار گرفته و در نتیجه رفتار سخت‌شونده در بارگذاری پساچرخه‌ای مشاهده شده است.
۷. در بارگذاری پساچرخه‌ای، فشار آب حفره‌ای کاهش پیدا کرده و خاک در کرنش‌های بزرگ، رفتار اتساعی از خود نشان داده است، چرا که دانه‌های خاک بعد از روانگرا شدن و تحکیم اولیه، در هم قفل و بست شده‌اند که سبب مقاومت خاک نسبت به حالت مونوتونیکی و رفتار اتساعی شده است.

پانویس‌ها

1. Wang
2. pore water pressure ratio
3. sitharam
4. cyclic resistance ratio (CRR)
5. Hsiao & Phan
6. critical state line (CSL)
7. Akhila
8. Varghese
9. Liu
10. under compaction
11. Ladd
12. Been
13. Monkul



شکل ۱۴. نتایج آزمایش پساچرخه‌ای بر روی ماسه‌ی تمیز با CSRهای مختلف.

منابع (References)

1. Ishihara, K. "liquefaction and flow failure during earthquakes", *geotechnique*, **43**(3), pp. 351-451 (1993).
2. Chang, N.Y., Yeh, S.T. and Kaufman, L.P. "Liquefaction potential of clean and silty sands", *Paper presented at the Proceedings of the 3rd International Earthquake Microzonation Conference*, Seattle, USA (1982).
3. Vaid, Y. "Liquefaction of silty soils", *Paper presented at the ground failures under seismic conditions* (1994).
4. Troncoso, J.H. and Verdugo, R. "Silt content and dynamic behavior of tailing sands", *Paper presented at the*

- Proc, XI Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, USA (1985).*
5. Salgado, R., Bandini, P. and Karim, A. "Shear strength and stiffness of silty sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **126**(5), pp. 451-462 (2000).
6. Yang, S.L., Sandven, R. and Grande, L. "Instability of sand-silt mixtures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **26**(2), pp. 183-190 (2006).
7. Naeini, S.A. and Baziar, M.H. "Effect of fines content on steady-state strength of mixed and layered samples of sand", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **24**(3), pp. 181-187 (2004).
8. Wang, S.; Luna, R. and Yang, J. "Postcyclic behavior of low-plasticity si with limited excess pore pressures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **54**, pp. 39-46 (2013).
9. Sitharam, T.G., Dash, H.K. and Jakka, R.S. "Postliquefaction undrained shear behavior of sand-silt mixtures at constant void ratio", *International Journal of Geomechanics*, **13**(4), pp. 421-429 (2013).
10. Rahman, M.M., Baki, M.A.L. and Lo, S.R. "Prediction of undrained monotonic and cyclic liquefaction behavior of sand with fines based on the equivalent granular state parameter", *International Journal of Geomechanics*, **14**(2), pp. 254-266 (2014).
11. Karim, M.E. and Alam, M.J. "Effect of non-plastic silt content on the liquefaction behavior of sand-silt mixture", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **65**, pp. 142-150 (2014).
12. Hsiao, D.H. and Phan, V.T.A. "Evaluation of static and dynamic properties of sand-fines mixtures through the state and equivalent state parameters", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **84**, pp. 134-144 (2016).
13. Naeemifar, O. and Yasrobi, S. "Investigating the critical state behavior of clayey sand under static and cyclic loading", *Civil Engineering*, **322**(32), pp. 13-21 (in Persian) (2016).
14. Noorzad, R. and Shakeri, M. "Effect of silt on post cyclic shear strength of sand", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **97**, pp. 133-142 (2017).
15. Akhila, M., Rangaswamy, K. and Sankar, N. "Undrained response and liquefaction resistance of sand-silt mixtures", *Geotechnical and Geological Engineering*, **37**(4), pp. 2729-2745 (2019).
16. Varghese, R., Amuthan, M.S., Boominathan, A. and et al. "Cyclic and postcyclic behaviour of silts and silty sands from the Indo Gangetic Plain", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **125**, pp. 105750 (2019).
17. Liu, J. "Influence of fines contents on soil liquefaction resistance in cyclic triaxial test", *Geotechnical and Geological Engineering*, **38**(5), pp. 4735-4751 (2020).
18. Juneja, A. and Mohammed-Aslam, A.K. "Post-cyclic undrained response of sand and silt", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **133**, pp. 106138 (2020).
19. American Society for Testing and Materials., ASTM D422-63-Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils, Annual Book of ASTM Standards (2002).
20. ASTM International., Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer (ASTM D854-10), Annual Book of ASTM Standards, 04.08 (2010).
21. American Society for Testing and Materials, ASTM D4253-93: Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table, e (1996).
22. ASTM D4254-2000, Standard Test Method for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density, Annual Book of ASTM Standards, 4(8) (2000).
23. Ladd, R.S. "Preparing test specimens using under compaction", *Geotechnical Testing Journal*, **1**(1), pp. 16-23 (1978).
24. Been, K., Jefferies, M.G. and Hachey, J. "The critical state of sands", *Geotechnical Testing Journal*, **1**(1), pp. 16-23 (1978).
25. Ishihara, K., Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics, 1st Edition, Oxford university Press, New York (1996).
26. Monkul, M.M. and Yamamuro, J.A. "Influence of silt size and content on liquefaction behavior of sands", *Canadian Geotechnical Journal*, **48**(6), pp. 931-942 (2011).
27. Designation ASTM, ASTM D5311., Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil, Annual Book of ASTM Standards, pp. 1167-1176 (2004).
28. Akhila, M., Rangaswamy, K. and Sankar, N. "Undrained response and liquefaction resistance of sand-silt mixtures", *Geotechnical and Geological Engineering*, **37**(4), pp. 2729-2745 (2019).
29. Karim, M.E. and Alam, M.J. "Effect of non-plastic silt content on the liquefaction behavior of sand-silt mixture", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **65**, pp. 142-150 (2014).