

رفتار دینامیکی خاک‌های دانه‌یی از
نقطه‌نظر نسبت منافذ اسکلت معادل

Original Article

میثم بیات* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، واحد نجف‌آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف‌آباد

عباس قلندرزاده (دانشیار)

گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه تهران

در این تحقیق با استفاده از آزمایش سه‌محوری و ستون تشدید، تغییرات نسبت مدول برشی در مقابل کرنش برشی ($G/G_o - \gamma$) و نسبت میرایی در مقابل کرنش برشی ($D - \gamma$) خاک‌های مخلوط دانه‌یی مورد ارزیابی قرار گرفته است. اثر تنش همه‌جانبه، چگالی نسبی و مقدار شن بر روی منحنی تغییرات $G/G_o - \gamma$ و $D - \gamma$ بررسی شده است. همچنین با استفاده از نسبت منافذ اسکلت خاک، تغییرات میکروسکوپی ذرات براساس نتایج مورد بحث قرار گرفته است. با استفاده از منحنی $G/G_o - \gamma$ تغییرات کرنش برشی آستانه γ_{th} نیز بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد که کاهش چگالی نسبی و تنش همه‌جانبه باعث افت بیشتر نسبت سختی و افزایش میرایی در یک سطح کرنش خاص شده است. مقدار γ_{th} نیز با افزایش تنش همه‌جانبه و چگالی نسبی، در تمامی گروه‌های خاکی مورد بررسی افزایش یافته است. همچنین نتایج ارائه شده براساس نسبت منافذ اسکلت نشان می‌دهد که می‌توان رفتار دینامیکی خاک دانه‌یی مخلوط را با استفاده از نسبت منافذ اسکلت خاک مورد ارزیابی قرار داد.

واژگان کلیدی: پارامترهای دینامیکی، مدول برشی، میرایی، نسبت منافذ اسکلت، ماسه.

bayat.m@pci.iaun.ac.ir
aghaland@ut.ac.ir

۱. مقدمه

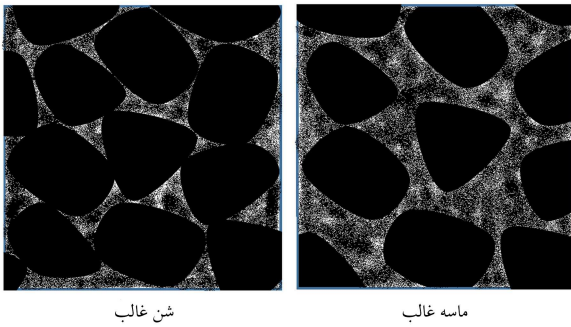
در طبیعت خاک‌ها معمولاً به صورت ترکیبی از مصالح درشت‌دانه و ریزدانه وجود دارد. به عبارت دیگر خاک ماسه‌یی مخلوط با رس و لای یا خاک ماسه‌یی مخلوط با ذرات بزرگ اندازه مثل شن و قلوه‌سنگ در طبیعت نسبت به خاک ماسه‌یی خالص بیشتر است. با توجه به محدودیت دستگاه‌های آزمایش المانی همچون سه‌محوری، برش ساده، برش مستقیم و استوانه‌ی توخالی، رفتار دینامیکی یا استاتیکی خاک‌ها معمولاً روی خاک‌های خالص انجام می‌شود و ذرات درشت‌تر از نمونه حذف می‌شود. با توجه به محدودیت ابعاد نمونه‌ها در آزمایش‌های المانی، چنانچه بتوان رابطه‌ی بین پارامترهای مورد نظر را از نقطه‌نظر نسبت منافذ اسکلت^۱ خاک بیان کرد، تا حد امکان نیاز به آزمایش‌های بزرگ‌مقیاس برطرف خواهد شد. اگرچه تاکنون تحقیق‌های زیادی روی خاک ماسه‌یی مخلوط با درشت‌دانه انجام شده^[۱-۶]، اما این تحقیق‌ها بیشتر براساس نسبت منافذ کل بوده است. در واقع رفتار دینامیکی مخلوط شن و ماسه از منظر حالت بین دانه‌یی^۲ به طور کامل تاکنون بررسی نشده است.

سطح و تعداد نقاط تماس ذرات و توزیع منافذ بین ذرات خاک، در خاک‌های

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۷/۱۱/۲۵، اصلاحیه ۱۳۹۸/۲/۲۵، پذیرش ۱۳۹۸/۳/۱۹.

DOI:10.24200/J30.2019.53108.2532



شکل ۲. تفاوت نقاط تماس ذرات شن در دو حالت رفتار غالب ماسه و رفتار غالب شن.

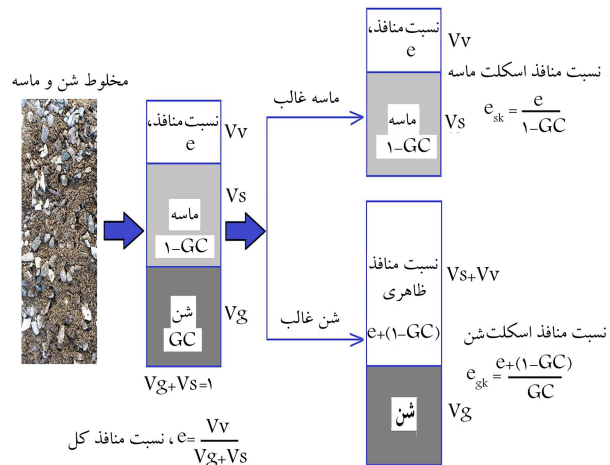
خاک‌های رسی، ماسه‌یی و ماسه‌ی مخلوط با ریزدانه انجام شده است [۲۷-۲۵]، در حالی که خصوصیات دینامیکی خاک‌های مخلوط درشت‌دانه کم‌تر مورد بررسی قرار گرفته است [۲۶-۳۶، ۲۹] به طور مثال، هاردین [۲۶] با مطالعه‌ی پارامترهای دینامیکی مصالح شنی با استفاده از آزمایش ستون تشدید، مهم‌ترین عوامل تأثیرگذار بر این پارامترها را نسبت منافذ، فشار همه‌جانبه و خصوصیات دانه‌بندی بیان کرد. همچنین با آزمایش سه‌محوری تناوبی بر روی مصالح شنی، محدوده‌یی برای تغییرات نسبت مدول برشی در مقابل کرنش برشی ارائه شد [۲۹، ۳۰] که نتایج آن حاکی از پایین‌تر بودن موقعیت این باند برای مصالح شنی در مقایسه با مصالح ماسه‌یی است. چنان که پیش‌تر اشاره شد، تاکنون مفهوم نسبت منافذ اسکلت خاک بیشتر در خاک‌های مخلوط ماسه و ریزدانه عمدتاً لای، برای تخمین مقاومت روان‌گرایی و مقاومت برشی زهکشی نشده استفاده شده است. از سوی دیگر، در مورد تغییرات پارامترهای دینامیکی (مدول برشی و میرایی) انواع خاک‌ها تاکنون مطالعه‌های زیادی انجام شده، ولی این مطالعات بدون در نظرگیری اثر نسبت منافذ اسکلت خاک بوده است. در این مطالعه، با استفاده از آزمایش ستون تشدید و سه‌محوری تناوبی، تغییرات نسبت مدول برشی و میرایی در مقابل کرنش برشی خاک‌های مخلوط شن و ماسه در چارچوب نسبت منافذ اسکلت خاک مورد بررسی قرار گرفته است.

۲. معرفی دستگاه‌های مورد استفاده

در این تحقیق، منحنی تغییرات نسبت سختی و میرایی نسبت به کرنش برشی با استفاده از دو آزمایش ستون تشدید و سه‌محوری تناوبی با اندازه‌گیری موضعی کرنش به دست آمده است. هر یک از این دستگاه‌های مورد استفاده در این تحقیق در ادامه توضیح داده شده است.

۱.۲. دستگاه ستون تشدید

آزمایش ستون تشدید متداول‌ترین آزمون آزمایشگاهی برای اندازه‌گیری خواص خاک‌ها در کرنش‌های کوچک است. با استفاده از این آزمایش می‌توان پارامترهای دینامیکی مصالح را در محدوده‌ی کرنش‌های برشی کوچک (در حدود 10^{-6} تا 10^{-4}) مورد مطالعه قرار داد. آزمایش ستون تشدید بسته به شرایط انتهایی نمونه به دو صورت آزاد - گیردار و آزاد - آزاد انجام می‌شود. دستگاه ستون تشدید مورد استفاده در این تحقیق از نوع آزاد - آزاد بوده است. در این آزمایش نمونه‌های توپر به‌وسیله‌ی یک سیستم بارگذاری الکترومغناطیسی تحت بارمحوری یا پیش‌پیشی هارمونیک قرار می‌گیرد. سیستم بارگذاری معمولاً بارهای هارمونیک تولید می‌کند که فرکانس و دامنه‌ی



شکل ۱. تعریف نسبت منافذ اسکلت خاک در دو حالت: رفتار غالب ذرات ماسه و رفتار غالب ذرات شن.

با شن) بکار می‌رود. چنان که در شکل ۱ نشان داده شد، نسبت منافذ کلی (e) به‌عنوان نسبت حجمی فضای خالی به حجم کل دانه‌ها تعریف شده است. درحالی که نسبت منافذ اسکلت براساس مقادیر شن و ماسه در مخلوط تعریف شده است. نسبت منافذ اسکلت دو تعریف متفاوت در مخلوط‌های شن و ماسه دارد، بسته به این که اسکلت خاک را ماسه یا شن تشکیل دهد. در واقع نسبت منافذ اسکلت، نسبت حجمی بین حجم منافذ ایجاد شده توسط فاز خاک اسکلت (منظور از فاز خاک اسکلت، آن قسمت از خاکی است که در خاک مخلوطی از ریزدانه و درشت‌دانه، تأثیر زیادی بر روی رفتار مکانیکی خاک نسبت به سایر فازهای تشکیل دهنده خاک دارد) و حجم ذرات خاک اسکلت است. با فرض چگالی ویژه یکسان برای فاز شن و ماسه، می‌توان نسبت منافذ اسکلت ماسه (e_{sk}) و نسبت منافذ اسکلت شن (e_{gk}) را مطابق شکل ۱ تعریف کرد که در این روابط GC درصد وزنی مقدار شن در خاک مخلوط است. این تعاریف برای نسبت منافذ در خاک‌های مخلوط شن و ماسه [۶] ارائه شده است. در محاسبه‌ی e_{sk} ، قسمت شن کامل حذف شده، ولی در نسبت منافذ e_{gk} ، قسمت ماسه به‌عنوان فضای خالی در نظر گرفته شده است. ارتباط بین نسبت منافذ اسکلت خاک و چگالی نسبی از طریق نسبت منافذ کل (e) برقرار است. قابل ذکر است که این روابط با فرض حجم واحد دانه‌های جامد خاک ($V_s + V_g = 1$) به دست آمده است. چنان که در شکل ۲ مشاهده می‌شود تا زمانی که دانه‌های شن با یکدیگر در تماس بوده و از یکدیگر جدا نشده‌اند، شن اسکلت خاک را تشکیل می‌دهد. در این حالت رفتار برشی خاک مخلوط با نسبت منافذ اسکلت شن (نسبت منافذ با در نظرگیری ماسه به‌عنوان فضای خالی) قابل کنترل است. با افزایش مقدار ماسه تا رسیدن به حالتی که دانه‌های شن از یکدیگر جدا شده و به‌صورت غوطه‌ور درون مخلوط قرار گیرند، دانه‌های ماسه اسکلت خاک را تشکیل می‌دهد. به عبارت دیگر در مخلوط‌هایی که دانه‌های شن به‌صورت غوطه‌ور در درون مخلوط است، رفتار برشی خاک عمدتاً از طریق ذرات ماسه کنترل می‌شود. در نتیجه در چنین حالت، نسبت منافذ بین دانه‌های ماسه (بدون در نظرگیری فاز شن) شاخص بهتری نسبت به نسبت منافذ کل برای توصیف رفتار برشی خاک مخلوط است.

پارامترهای دینامیکی خاک‌های دانه‌یی (مدول برشی و نسبت میرایی) تابعی از سطح کرنش، تنش همه‌جانبه، نسبت منافذ، خصوصیات دانه‌بندی و شرایط اعمال تنش است. [۲۱-۲۶] تاکنون تحقیق‌های زیادی در خصوص پارامترهای دینامیکی

میله‌ی متر و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر در هر دو آزمایش مورد استفاده قرار گرفته است. لازم به ذکر است که در این روش نمونه‌سازی سعی شده برای رسیدن به نمونه‌ی همگن، لایه‌های پایین کم‌تر از لایه‌های بالا کوبیده شود. [۲۳-۲۱]

۲.۲. مرحله‌ی اشباع‌سازی

اولین مرحله‌ی اشباع‌سازی نمونه‌ها، عبور دادن گاز دی‌اکسید کربن از نمونه است. بدین منظور ابتدا برای اشباع بهتر و با درجه‌ی بالاتر، به دلیل عبور آسان‌تر آب از دی‌اکسیدکربن و همچنین حل شدن بهتر دی‌اکسیدکربن در آب نسبت به هوا، به مدت تقریباً نیم‌ساعت دی‌اکسیدکربن را از نمونه عبور می‌دهیم. مرحله‌ی دوم، عبور دادن آب هواگیری شده ۷ از نمونه است. آب مقطر هواگیری شده از پایین به بالای نمونه عبور داده می‌شود. به این منظور هد لازم برای عبور آب توسط اختلاف سطح تأمین شده است. حجم آب عبوری در حدود ۱/۵ تا ۲ لیتر کافی به نظر رسیده است. مرحله‌ی سوم اعمال پس فشار است؛ بدین منظور ابتدا بورت‌های مربوط به بالا و پایین نمونه را با آب مقطر هواگیری شده، با اعمال مکش بر می‌کنیم؛ سپس لوله‌های ارتباطی به شیرهای تعبیه شده‌ی بالا و پایین نمونه متصل می‌شود. اعمال پس فشار باید به‌گونه‌ی باشد که همواره تنش مؤثر در نمونه همان ۲۰ الی ۲۵ کیلو پاسکال اولیه باقی بماند؛ یعنی هم‌زمان با اضافه کردن پس فشار، فشار ساول نیز افزایش یابد. کنترل درجه‌ی اشباع به‌وسیله‌ی پارامتر فشار آب منفذی اسکمپتون^۸ (B) انجام شده است. این پارامتر مطابق رابطه‌ی ۱ تعریف می‌شود:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (1)$$

اشباع بودن خاک بدان معناست که هرگاه در حالت زهکشی نشده به نمونه اضافه تنش $\Delta \sigma$ اعمال شود، فشار آب منفذی به همان اندازه تغییر کند. هرگاه B برابر با ۱ باشد، خاک ۱۰۰٪ اشباع است. در آزمایش‌های اشباع انجام شده، مقدار پارامتر B بزرگ‌تر از ۰/۹۵ مد نظر قرار گرفته است (مطابق با ASTM). [۲۴] قابل ذکر است در این تحقیق، در مرحله اشباع‌سازی از پس فشار ۲۰۰ کیلو پاسکال استفاده شده است.

۳.۳. مرحله‌ی تحکیم

بعد از آن که نمونه‌ی خاک به حالت اشباع رسید، فشار همه‌جانبه‌ی وارد بر نمونه را با توجه به پس فشار و مقدار تنش تحکیمی مؤثر افزایش می‌دهیم. در این تحقیق در مرحله‌ی تحکیم اجازه‌ی زهکشی به آب حفره‌ی داده می‌شود. با گذشت زمان حجم آب خروجی از داخل نمونه خاک در یک مقدار معین ثابت می‌شود. به دلیل اشباع بودن نمونه‌ها، تغییر حجم نمونه در این مرحله با اندازه‌گیری حجم آب خروجی به‌راحتی قابل محاسبه است. مرحله‌ی تحکیم زمانی پایان می‌یابد که هیچ‌گونه اضافه فشار آب حفره‌ی در نمونه وجود نداشته باشد. به عبارت دیگر تمامی اضافه فشار آب حفره‌ی ایجاد شده در نمونه به دلیل تنش تحکیمی از بین رفته باشد و همچنین تغییر حجم نمونه ثابت شده باشد. تغییر حجم نمونه با اتصال نمونه به یک بورت مجهز به قرائت الکترونیکی اندازه‌گیری و با دقت بالایی لحظه به لحظه ثبت می‌شود.

۴.۳. مرحله‌ی بارگذاری در آزمایش سه‌محوری و ستون تشدید

بعد از مرحله‌ی تحکیم، هر دو آزمایش سه‌محوری و ستون تشدید در زمان اعمال بار به صورت زهکشی نشده انجام شده است و در بین مراحل اعمال بار شیرهای مربوط به بالا و پایین نمونه باز گذاشته شده تا در صورت بالا رفتن فشار آب حفره‌ی، اضافه

آن‌ها قابل کنترل است. در این تحقیق آزمایش ستون تشدید برای مطالعه‌ی پارامترهای دینامیکی در سطوح کرنش خیلی کوچک تا متوسط براساس ASTM D۴۰۱۵ انجام شده است.

۲.۲. دستگاه سه‌محوری تناوبی

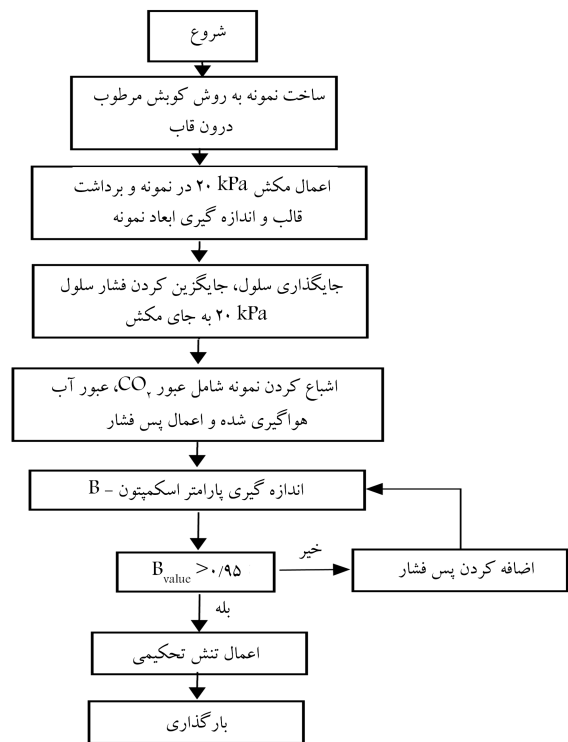
آزمایش سه‌محوری چرخه‌ی نیز متداول‌ترین آزمایش برای اندازه‌گیری خواص دینامیکی خاک در کرنش‌های متوسط تا بزرگ است. با استفاده از کرنش‌سنج‌های موضعی در دستگاه سه‌محوری مورد استفاده در این تحقیق، کرنش‌های نزدیک 10^{-2} نیز با دقت بالایی اندازه‌گیری شده است. این آزمایش براساس ASTM D۳۹۹۹ انجام شده است.

۳. روند انجام آزمایش‌ها

در ادامه، روند ساخت نمونه در آزمایش ستون تشدید و سه‌محوری که مشابه هم است توضیح داده شده است. تفاوت دو آزمایش تنها در مرحله‌ی بارگذاری بوده است. روند انجام آزمایش‌ها در شکل ۳ نشان داده شده، و توضیح دقیق‌تر مراحل در ادامه آمده است.

۱.۳. مرحله‌ی ساخت نمونه

در این تحقیق از روش کوبش مرطوب برای ساخت نمونه‌ها در هر دو آزمایش ستون تشدید و سه‌محوری استفاده شده است. در روش کوبش مرطوب، یک رطوبت اولیه (حدود ۳ درصد) به خاک اضافه می‌شود و خاک مرطوب شده در ۱۰ لایه (هر لایه ۲ سانتی‌متر) درون قالب ریخته شده و متراکم می‌شود. نمونه‌ها با قطر ۱۰۰



شکل ۳. مراحل انجام آزمایش سه‌محوری و ستون تشدید.

Archive of SID

آزمایش ستون تشدید تا انتهای مرحله‌ی تحکیم مشابه با آزمایش سه‌محوری است. تفاوت این دو نوع آزمایش در نحوه‌ی بارگذاری است. در آزمایش ستون تشدید، نمونه به صورت پیچشی با فرکانسی متغیر، از فرکانس کم به زیاد بارگذاری می‌شود. با اندازه‌گیری فرکانس تشدید در نمونه در هر مرحله از بارگذاری، می‌توان با استفاده از رابطه‌ی ۲ مدول برشی را اندازه‌گیری کرد.^[۵۰] نمونه‌ی بارگذاری انجام شده روی یک نمونه‌ی خاص و به دست آوردن فرکانس تشدید در شکل ۵ نشان داده شده است. جزئیات کامل نحوه‌ی استخراج پارامترهای دینامیکی در آزمایش ستون تشدید توسط پراسکو و وود^[۵۰] ارائه شده که به صورت خلاصه روابط اصلی در ادامه آمده است. مقدار مدول برشی از طریق رابطه‌ی ۲ به دست می‌آید.

$$G = \left(\frac{2\pi h f_r}{\alpha} \right) \rho \quad (2)$$

که در آن، h ارتفاع نمونه، ρ چگالی نمونه و a پارامتری است که بسته به جرم الحاقات دستگاه و نمونه دارد و با استفاده از رابطه‌ی ۳ به دست می‌آید:^[۵۰]

$$\alpha \tan(\alpha) - \frac{J^* \tan(\alpha)}{J \cdot J_L} = \frac{J}{J_s} + \frac{J}{J_L} \quad (3)$$

که در آن J ممان قطبی نمونه، J_s و J_L ممان قطبی مربوط به جرم پایین نمونه (پدستال) و جرم بالای نمونه (کپ و محرک) است که در دستگاه مورد استفاده این پارامترها برابر با $117516777 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ و 660771 است. با استفاده از روابط بالا در هر مرحله می‌توان مدول برشی را به دست آورد.

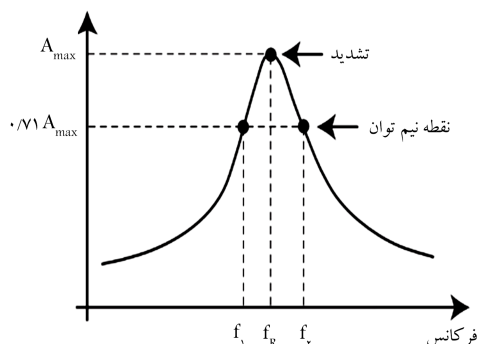
برای محاسبه‌ی میرایی دو روش در آزمایش ستون تشدید وجود دارد: روش نیم‌توان و روش کاهش لگاریتمی که در این تحقیق روش نیم‌توان مورد استفاده قرار گرفته است. در روش کاهش لگاریتمی با استفاده از ارتعاش آزاد، میرایی به دست می‌آید. در این روش با اعمال 3° چرخه و رها کردن نمونه براساس ارتعاش آزاد بعد از راهی، میرایی به دست می‌آید.^[۵۳-۵۰] براساس روش نیم‌توان نیز میرایی به صورت رابطه‌ی ۴ به دست می‌آید:^[۵۰]

$$D = \frac{f_r - f_1}{f_R} \quad (4)$$

مقدار f_1 ، f_r و f_R در شکل ۳ نشان داده شده است.

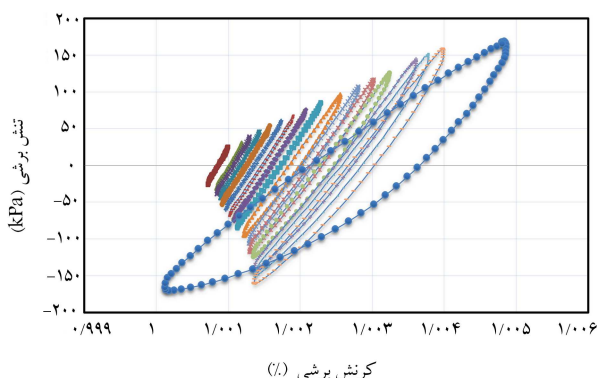
۴. مصالح مورد استفاده

مصالحی که در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته عبارت است از: ماسه‌ی سیلیسی شکسته‌ی ۱۶۱ فیروزکوه به همراه شن معدن متوساک. رنگ ماسه‌ی ۱۶۱ فیروزکوه



شکل ۵. پارامتر f_1 ، f_r و f_R برای محاسبه‌ی میرایی و مدول برشی در آزمایش ستون تشدید.^[۵۰]

فشار ایجاد شده از بین برود. آزمایش‌های انجام شده نشان دادند که افزایش فشار آب حفره‌ی در آزمایش ستون تشدید فقط با ادامه دادن آزمایش در سطوح کرنش‌های متوسط قابل ملاحظه بوده است و در سطوح کرنش‌های کوچک، این مقدار خیلی کم است. در آزمایش سه‌محوری، در هر مرحله از بارگذاری 4° چرخه‌ی بارگذاری با شرایط زهکشی نشده اعمال می‌شود و بعد از هر مرحله اجازه‌ی زهکشی داده می‌شود تا زمانی که تمامی اضافه فشار آب حفره‌ی ایجاد شده از بین برود. لازم به ذکر است که تمامی آزمایش‌ها در شرایط کنترل تنش و با اعمال بار سینوسی یکنواخت انجام می‌شود. در این مرحله تمامی تغییرات کرنش‌های محوری اندازه‌گیری شده با نوع کرنش‌سنج موضعی و همچنین اطلاعات مربوط به تنش انحرافی، تنش همه‌جانبه، فشار آب حفره‌ی و تغییرات حجم ثبت می‌شود. طبق استاندارد ASTM D3999 فرکانس بارگذاری سینوسی یکنواخت در آزمایش‌های کنترل تنش باید بین $2H z - 10H z$ باشد که در آزمایش‌های انجام شده در این تحقیق فرکانس $1H z$ انتخاب شد.^[۲۵] تعداد چرخه‌ی اعمالی نیز مطابق با همین استاندارد برابر 4° چرخه است. بزرگی تنش انحرافی (q) در طول آزمایش تغییر خواهد کرد. تغییرات تنش انحرافی در روند آزمایش به این صورت است که در گام اول کم‌ترین مقدار ممکن که توسط دستگاه سه‌محوری به درستی قابل اعمال باشد (در آزمایش‌های انجام شده برابر $2/5$ و یا 5 کیلوپاسکال) در 4° چرخه ذکر شده به نمونه اعمال شده و در طول این 4° چرخه تنش انحرافی مطابق همین مقدار ثابت و به صورت چرخه‌ی یکنواخت به نمونه اعمال می‌شود. بعد از اعمال 4° چرخه‌ی بارگذاری در هر مرحله با باز کردن شیرهای زهکشی نمونه، به نمونه اجازه داده می‌شود تا زهکشی کامل صورت گیرد و اضافه فشار آب حفره‌ی ایجاد شده در اثر بارگذاری کاملاً مستهلک شود. بعد از این دومرتبه شیرهای بالا و پایین نمونه را بسته و مرحله‌ی بعدی بارگذاری، یعنی 4° چرخه‌ی بعدی اعمال می‌شود. تنش انحرافی در هر مرحله نسبت به مرحله‌ی قبل افزایش می‌یابد و این روند تا کرنش‌های بزرگ یا گسیختگی نمونه ادامه می‌یابد. مقدار افزایش تنش محوری در هر مرحله بسته به نوع نمونه و تنش همه‌جانبه، به صورت تجربی انتخاب شده است. مثلاً در مراحل انتهایی که فشار آب حفره‌ی تغییرات زیادی دارد، سعی شده است با افزایش کم‌تر تنش انحرافی، بتوانیم مراحل بارگذاری بیشتری روی نمونه داشته باشیم. از آنجا که اکثر محققین، حلقه دهم را برای به دست آوردن پارامترهای دینامیکی در نظر گرفته‌اند.^[۲۶-۲۹] در اینجا نیز از حلقه دهم تمامی مراحل بارگذاری برای محاسبه‌ی پارامترهای دینامیکی خاک استفاده شده است. نمونه‌ی از حلقه‌های دهم بارگذاری روی یک نمونه‌ی خاص در شکل ۴ نشان داده شده است.



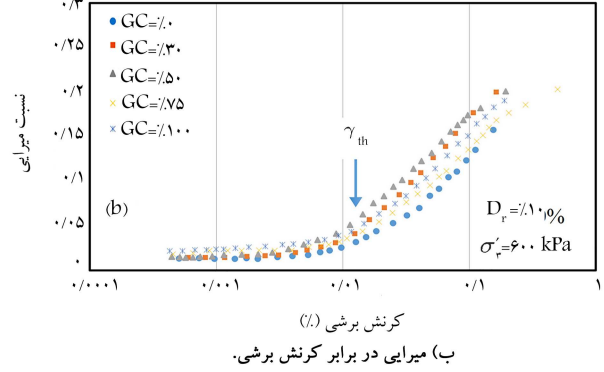
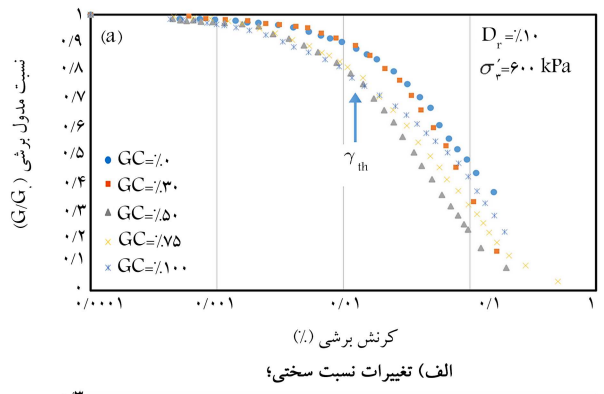
شکل ۴. نمونه‌ی از حلقه‌های بارگذاری بر روی یک نمونه در سطوح مختلف کرنش برشی با اندازه‌گیری موضعی کرنش.

عبارت دیگر با یک انرژی تراکم یکسان در تمامی گروه‌های خاکی مورد مطالعه، در مخلوط ماسه همراه با مقدار تقریبی نزدیک به ۵۰ درصد شن می‌توان به کم‌ترین مقدار فضای خالی (کم‌ترین نسبت منافذ کل) در مخلوط رسید.

۵. نتایج و بحث

هدف اصلی این تحقیق بررسی اثر درصد شن، چگالی نسبی و فشار همه‌جانبه‌ی متوسط بر پارامترهای دینامیکی در مخلوط‌های ماسه و شن در چارچوب نسبت منافذ اسکلت خاک است. بنابراین یک سری آزمایش سه‌محوری و همچنین آزمایش ستون تشدید روی نمونه‌هایی از ماسه‌ی ۱۶۱ فیروزکوه با درصد‌های مختلف شن (۰، ۳۰، ۵۰، ۷۵، ۱۰۰) انجام شده است. آزمایش‌ها در تنش‌های همه‌جانبه‌ی متفاوت (۱۰۰، ۳۰۰، ۵۰۰، ۱۰۰۰) و در سه نسبت منافذ متفاوت (یا سه چگالی نسبی متفاوت ۱۰، ۳۰، ۶۰٪) انجام شده است. در تمامی آزمایش‌ها نسبت منافذ اولیه طوری تنظیم شده که نسبت منافذ اولیه بعد از مرحله‌ی تحکیم تقریباً برابر با مقدار مورد نظر شود. با این حال بسته به شرایط آزمایش، نسبت منافذ بعد از مرحله‌ی تحکیم با مقدار مورد نظر کمی اختلاف داشته است. در همه آزمایش‌ها این اختلاف کم‌تر از ۴ درصد بوده که بدلیل کم بودن مقدار خطا می‌توان از آن صرف نظر کرد.

نتایج آزمایش‌های مرحله‌ی اول در گروه‌های خاکی مختلف با درصد‌های شن متفاوت و چگالی نسبی اولیه‌ی متفاوت و تحت تنش ۶۰۰ کیلوپاسکال در شکل ۷ تا ۹ ارائه شده است. مقایسه‌ی نتایج ارائه شده نشان می‌دهد که افزایش چگالی نسبی از میزان کاهش نسبت سختی و میرایی کاسته است. همچنین افزایش



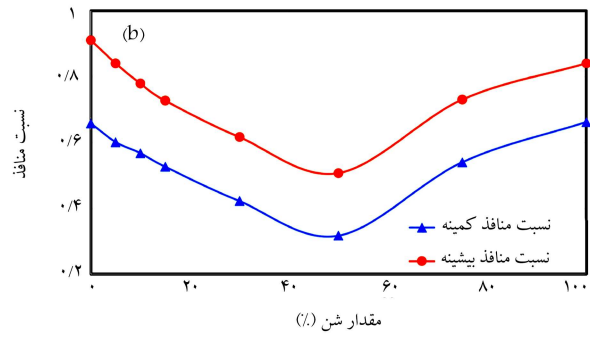
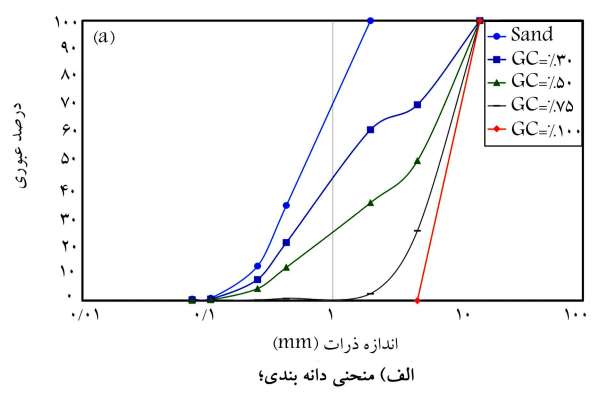
شکل ۷. درصد‌های مختلف مقادیر شن در چگالی نسبی ۱۰٪ و تنش همه‌جانبه‌ی ۶۰۰ کیلوپاسکال.

زرد متمایل به طلایی است و دانه‌بندی آن یکنواخت است. در شکل ۶ دانه‌بندی مخلوط‌های مختلف شن و ماسه و نسبت منافذ بیشینه و کمینه‌ی به کار رفته در این تحقیق نشان داده شده است. نسبت تخلخل کمینه (متراکم‌ترین حالت) براساس ASTM-D۴۲۵۳ و نسبت تخلخل بیشینه (سست‌ترین حالت) براساس ASTM-D۴۲۵۴ به دست می‌آید. [۵۵،۵۴]

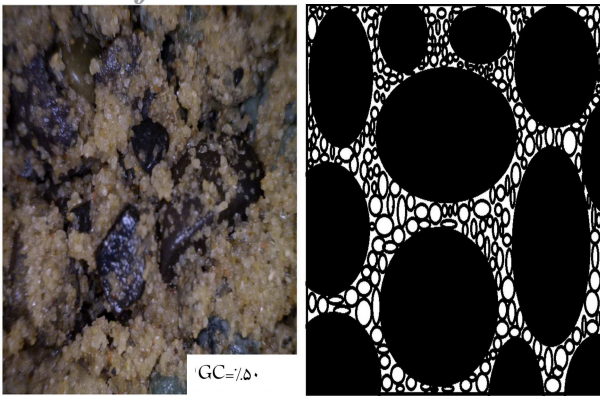
برای به دست آوردن نسبت تخلخل کمینه، خاک را درون ظرفی که دارای یک سرپوش سنگین است ریخته و در فرکانس و مدت زمان مشخصی تحت لرزش قرار داده تا به متراکم‌ترین حالت ممکن برسد. به منظور محاسبه‌ی نسبت تخلخل بیشینه، باید خاک با دقت و به آرامی به وسیله‌ی یک قیف مخصوص با ارتفاع سقوط ثابت ۱۳ میلی‌متر و به صورت ماریچ، درون ظرف ریخته شود. چنان که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، با افزایش درصد شن نسبت تخلخل کمینه و بیشینه به میزان قابل ملاحظه‌ی کاهش می‌یابد. این روند تا درصد وزنی حدود ۵۰٪ ادامه یافته و بعد از آن با کاهش میزان ماسه، افزایش می‌یابد. دلیل این اتفاق این است که در ابتدا با اضافه کردن شن به ماسه‌ی خالص، دانه‌های ماسه در لابه‌لای حفرات موجود در بین دانه‌های شن قرار گرفته و بیشترین فضاهای خالی بین دانه‌های شن را پر می‌کنند، در نتیجه حجم فضاهای خالی و نیز نسبت تخلخل کاهش می‌یابد. براساس نسبت منافذ بیشینه و کمینه‌ی خاک مورد نظر، می‌توان مقدار نسبت منافذ را با توجه به مقدار چگالی مورد نظر از رابطه‌ی ۵ محاسبه کرد:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (5)$$

با افزایش بیشتر مقدار شن و کم شدن مقدار ماسه، پس از پر شدن بیشترین فضاهای خالی حفرات بین دانه‌های شن (نزدیک به ۵۰ درصد شن)، کم‌کم دانه‌های شن با افزایش ماسه از یکدیگر فاصله گرفته و به صورت غوطه‌ور درون ماسه قرار می‌گیرد. با این روند فضای خالی بین ذرات شن شروع به افزایش می‌کند. به



شکل ۸. مشخصات خاک‌های مورد استفاده و نسبت منافذ بیشینه و کمینه.

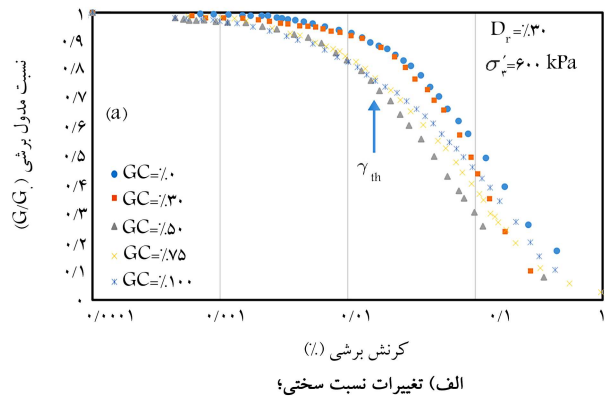


شکل ۱۰. قرار گرفتن ذرات ماسه در بین ذرات شن.

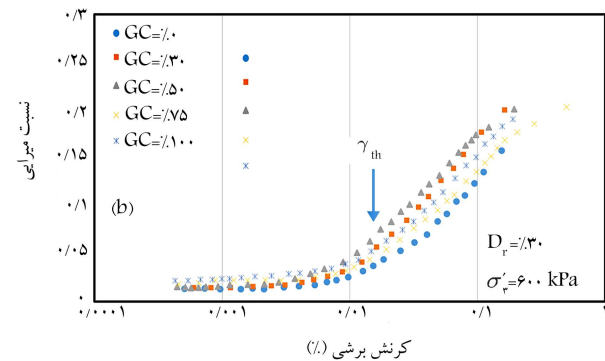
چگالی نسبی در یک مقدار شن ثابت باعث افزایش ناحیه‌ی کشسان (ناحیه‌ی کرنش‌های بسیار کوچک که مقدار کاهش سختی آن بسیار ناچیز یا تقریباً ثابت است) می‌شود. نتایج حاصله نشان می‌دهد که بیشترین کاهش سختی یا میرایی در سطح کرنش‌های متوسط و بزرگ مربوط به نمونه‌های ماسه‌ی مخلوط با ۵٪ شن است. از طرف دیگر کم‌ترین کاهش سختی و میرایی مربوط به نمونه‌های ماسه‌ی است. در واقع افزودن شن به ماسه‌ی میزبان باعث افزایش تنزل سختی و به دنبال آن میرایی است. نکته‌ی جالب به دست آمدن بیشترین میرایی در نمونه‌ی حاوی ۵٪ شن است. چنان‌که در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود، در این نمونه‌ها ذرات ماسه مانند غلتک بین ذرات شن قرار گرفته که به دلیل وارد شدن تنش برشی، موجب غلظیدن و لغزش راحت‌تر ذرات شن روی یکدیگر شده‌اند. در واقع در خاک‌های مخلوط حرکت ذرات غالب (شن یا ماسه، بسته به مقدار آنها)، عامل اصلی در کنترل رفتار کل خاک است. در مقادیر کم شن در مخلوط شن و ماسه، خاک غالب معمولاً ماسه و در درصد‌های بالای شن، خاک غالب معمولاً شن است.

بحث مربوط به نسبت منافذ اسکلت بیشتر در سطوح کرنش‌های متوسط تا بزرگ مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. از آنجا که نمونه‌های حاوی ۵٪ شن نسبت به بقیه‌ی نمونه‌ها در یک چگالی نسبی و تنش همه‌جانبه‌ی ثابت بیشترین میرایی و تنزل نسبت سختی را دارند، و نیز با توجه به مقادیر داده شده در جدول ۱، می‌توان مقدار ۵٪ شن را به عنوان مقدار آستانه در نظر گرفت. با توجه به محدودیت آزمایش‌ها و عدم ارائه‌ی نتایج برای مقادیر دیگر از درصد‌های شن بین ۳۰ تا ۵۰ درصد، ممکن است مقدار شن آستانه در حالت واقعی کم‌تر از ۵۰ درصد باشد.

مقادیر نسبت منافذ اسکلت مطابق روابط ارائه شده در شکل ۱، برای درصد شن‌های مختلف با در نظر گرفتن مقدار ۵٪ شن به عنوان مقدار آستانه برای چگالی نسبی‌های مختلف در شکل ۱۱ نشان داده شده است. تغییرات نسبت سختی در کرنش‌های بزرگ در مقایسه با نسبت منافذ اسکلت خاک مخلوط در شکل ۱۲ نشان داده شده است. چنان‌که مشاهده می‌شود، مقادیر نسبت مدول برشی در سطوح کرنش‌های بزرگ (بزرگ‌تر از ۰/۱ درصد)، با نسبت منافذ اسکلت تقریباً رابطه‌ی عکس دارد و این نشان‌دهنده‌ی مناسب بودن این پارامتر برای تخمین نسبت سختی در کرنش‌های بزرگ است. در نمودارهای تغییرات نسبت سختی و میرایی، γ_{th} نشانگر مقدار کرنش برشی آستانه^۹ است که در آن تنزل سختی بین گروه‌های مختلف خاکی یا مقدار میرایی متفاوت می‌شود. در واقع این سطح کرنش محل تقریبی جدا شدن منحنی‌های مختلف گروه‌های خاکی با درصد شن‌های متفاوت است. چنان‌که در شکل‌های ۷ تا ۹ نشان داده شد این مقدار همواره بزرگ‌تر از ۰/۱ درصد است. با افزایش چگالی نسبی مقدار γ_{th} کمی افزایش می‌یابد.

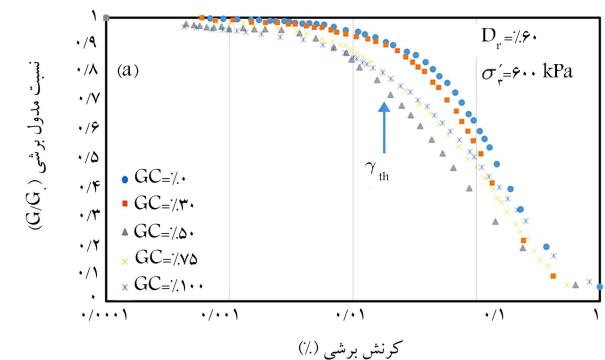


الف) تغییرات نسبت سختی؛

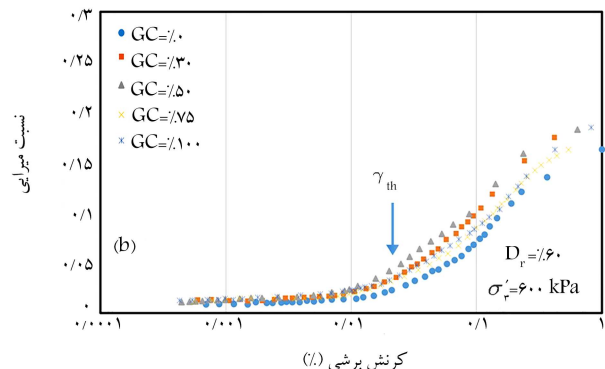


ب) میرایی در برابر کرنش برشی.

شکل ۸. درصد‌های مختلف مقادیر شن در چگالی نسبی ۳۰٪ و تنش همه‌جانبه‌ی ۶۰۰ کیلوپاسکال.

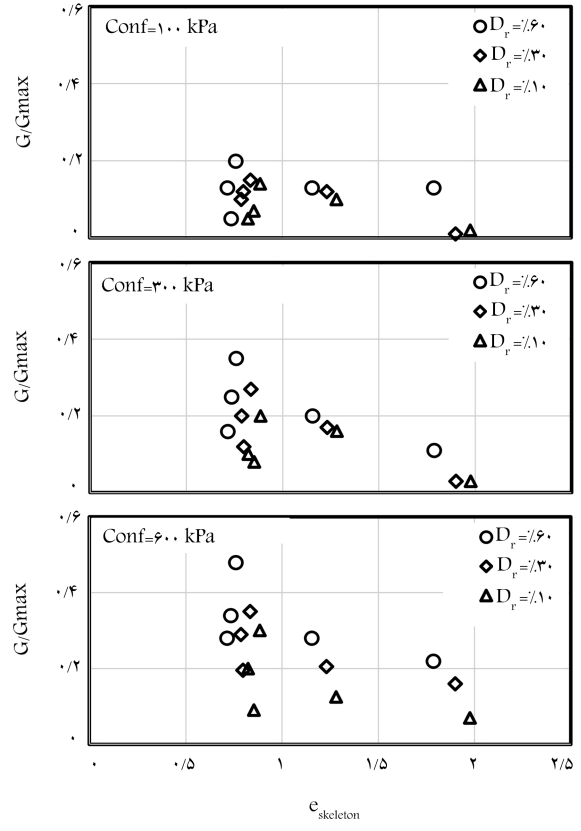


الف) تغییرات نسبت سختی؛

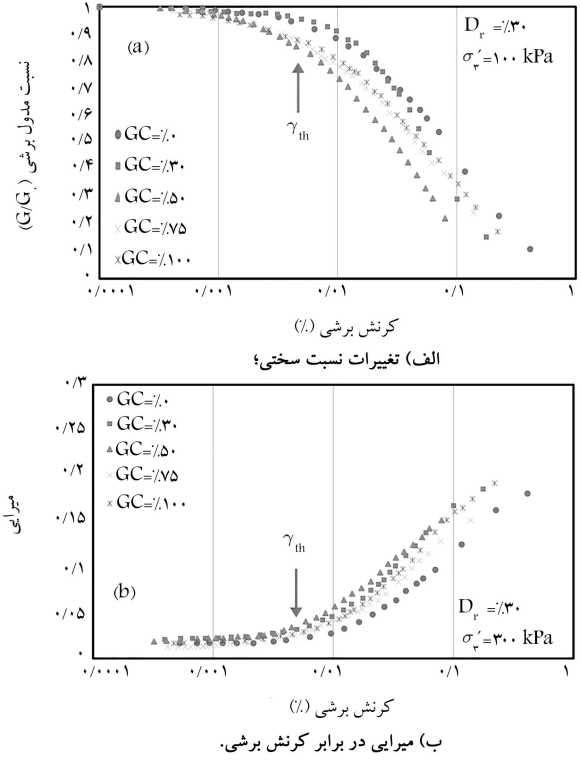


ب) میرایی در برابر کرنش برشی.

شکل ۹. درصد‌های مختلف مقادیر شن در چگالی نسبی ۶۰٪ و تنش همه‌جانبه‌ی ۶۰۰ کیلوپاسکال.



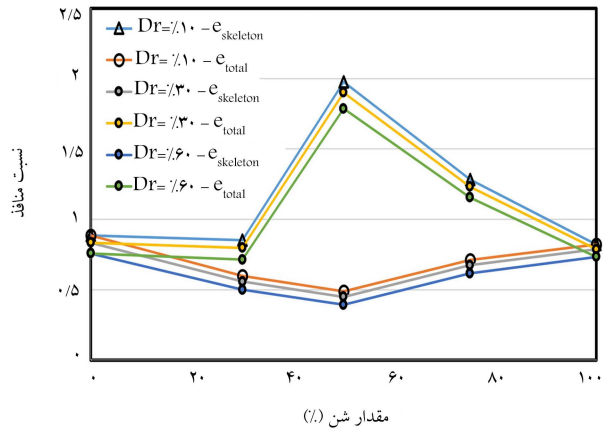
شکل ۱۲. تغییرات نسبت مدول برشی بر حسب نسبت منافذ اسکلت در تنش‌های تحکیمی مختلف.



شکل ۱۳. درصد‌های مختلف مقادیر γ_{th} در چگالی نسبی ۳۰٪ و تنش هم‌جانبه‌ی ۳۰۰ کیلو پاسکال.

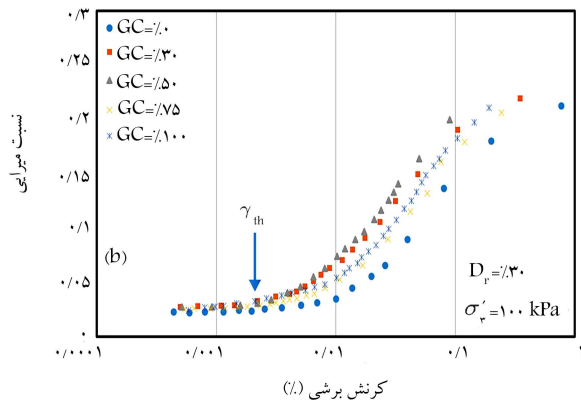
جدول ۱. تغییرات نسبت منافذ کل و نسبت منافذ اسکلت برای گروه‌های مختلف خاکی استفاده شده در این مطالعه.

GC (%)	طبقه‌بندی رفتار	Dr (%)	Void ratios		
			e_{total}	e_{sk}	e_{gk}
۰	ماسه غالب	۰	۰٫۸۸	۰٫۸۸	-
۳۰	ماسه غالب	۰	۰٫۶۰	۰٫۸۵	۴٫۳۲
۵۰	شن غالب	۱۰	۰٫۴۹	۰٫۹۸	۱٫۹۸
۷۵	شن غالب	۰	۰٫۷۱	۲٫۸۴	۱٫۲۸
۱۰۰	شن غالب	۰	۰٫۸۲	-	۰٫۸۲
۰	ماسه غالب	۳۰	۰٫۸۳	۰٫۸۳	-
۳۰	ماسه غالب	۰	۰٫۵۶	۰٫۸۰	۴٫۱۹
۵۰	شن غالب	۳۰	۰٫۴۵	۰٫۹۰	۱٫۹۰
۷۵	شن غالب	۰	۰٫۶۷	۲٫۶۹	۱٫۲۳
۱۰۰	شن غالب	۰	۰٫۷۹	-	۰٫۷۹
۰	ماسه غالب	۶۰	۰٫۷۶	۰٫۷۶	-
۳۰	ماسه غالب	۰	۰٫۵۰	۰٫۷۱	۴٫۰۰
۵۰	شن غالب	۶۰	۰٫۳۹	۰٫۷۹	۱٫۷۹
۷۵	شن غالب	۰	۰٫۶۲	۲٫۴۶	۱٫۱۵
۱۰۰	شن غالب	۰	۰٫۷۳	-	۰٫۷۳

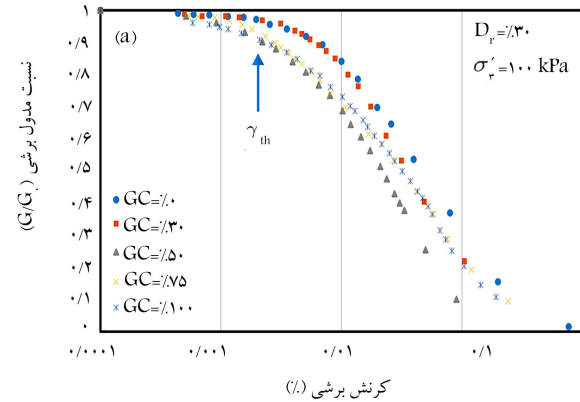


شکل ۱۱. تغییرات نسبت منافذ کل و نسبت منافذ اسکلت بر حسب درصد‌های مختلف شن.

برای بررسی اثر تنش هم‌جانبه روی پارامترهای دینامیکی خاک‌های دانه‌یی مورد استفاده و همچنین روی مقدار کرنش آستانه، آزمایش‌ها با چگالی نسبی ۳۰٪ در دو تنش هم‌جانبه‌ی دیگر ۱۰۰ و ۳۰۰ کیلو پاسکال تکرار شده‌اند. نتایج این آزمایش‌ها در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ ارائه شده است. مقایسه‌ی این نتایج با شکل ۸، نشان می‌دهد که افزایش تنش هم‌جانبه باعث کاهش تنزل نسبت سختی و میرایی شده است. همچنین اثر افزایش تنش هم‌جانبه بر افزایش مقدار γ_{th} به خوبی قابل مشاهده است. در واقع با افزایش تنش هم‌جانبه



(ب) میرایی در برابر کرنش برشی.



(الف) تغییرات نسبت سختی؛

شکل ۱۴. درصد‌های مختلف مقادیر شن در چگالی نسبی ۳۰٪ و تنش همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ کیلوپاسکال.

نشان می‌دهد که بیشترین مقدار کاهش سختی و میرایی مربوط به نمونه‌های حاوی ۵۰٪ شن است. نتایج نشان می‌دهد که در مخلوط‌های شن و ماسه براساس مقدار شن، رفتار ماسه یا رفتار شن غالب است. در واقع با مقدار شن بیشتر از یک مقدار شن خاص (مقدار آستانه) رفتار خاک مخلوط از رفتار ماسه به رفتار شن نزدیک‌تر شده و موقعیت ذرات شن کنترل‌کننده‌ی رفتار کل می‌شود. در یک مقدار شن کم‌تر از شن آستانه، رفتار خاک مخلوط توسط ذرات ماسه کنترل می‌شود. این مقدار شن آستانه در این تحقیق ۵۰٪ به دست آمده است. در واقع در خاک حاوی ۰ و ۳۰٪ شن، ذرات ماسه کنترل‌کننده‌ی رفتار خاک مخلوط است و در خاک حاوی ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰٪ شن، ذرات شن کنترل‌کننده‌ی رفتار خاک مخلوط است. کنترل رفتار خاک مخلوط با دانه‌های ماسه یا شن در سطوح کرنش‌های بزرگ محسوس‌تر است. سطح کرنش آستانه که رفتار خاک مخلوط با فاز ماسه یا شن کنترل می‌شود وابسته به چگالی نسبی و تنش همه‌جانبه است. با افزایش چگالی نسبی و تنش همه‌جانبه، مقدار سطح کرنش آستانه کمی افزایش می‌یابد. در سطوح کرنش‌های بزرگ‌تر از کرنش آستانه، نسبت منافذ اسکلت خاک می‌تواند پارامتر مفیدتری در مقایسه با نسبت منافذ کل به‌منظور کنترل رفتار خاک مخلوط باشد.

و چگالی نسبی، سطح کرنشی که در آن ساختار میکروسکوپی ذرات اثر به‌سزایی دارد، افزایش می‌یابد. افزایش چگالی نسبی و تنش همه‌جانبه، باعث افزایش سطح کرنشی می‌شود که در آن غلظت و لغزش دانه‌ها موجب کاهش سختی و افزایش میرایی می‌شود. در واقع با افزایش چگالی نسبی و تنش همه‌جانبه نمونه سخت‌تر عمل می‌کند و محدوده‌ی کرنش رفتار کشسانی آن افزایش می‌یابد.

۶. نتیجه‌گیری

در این تحقیق با استفاده از آزمایش سه‌محوری و ستون تشدید، تغییرات پارامترهای دینامیکی مخلوط‌های شن و ماسه از نقطه‌نظر نسبت منافذ اسکلت خاک مورد بررسی قرار گرفت. با توجه به آزمایش‌های انجام شده نتایج زیر به دست آمد: افزایش تنش همه‌جانبه و چگالی نسبی باعث افزایش نسبت سختی و کاهش میرایی در خاک‌های دانه‌ی شده است. در یک چگالی نسبی و تنش همه‌جانبه‌ی خاص، افزودن شن به ماسه باعث افزایش میرایی و کاهش سختی می‌شود. نتایج

پانویس‌ها

1. skeleton void ratio
2. intergrain state concept
3. Chang
4. sand-like
5. gravel-like
6. threshold contents
7. De-aired water
8. Skempton
9. threshold shear strain

منابع (References)

1. Varadarajan A, Sharma KG, Venkatachalam K. and et al. "Testing and modeling two rockfill materials", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **129**, pp. 206-18 (2003).
2. Kokusho T, Hara, T. and Hiraoka R. Undrained shear strength of granular soils with different particle gradations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **130**, pp. 621-9 (2004).

3. Simoni A, Houlsby GT. The direct shear strength and dilatancy of sand-gravel mixtures, *Geotechnical and Geological Engineering*, **24**, pp. 523-49 (2006).
4. Wichtmann T, Kimmig I, Triantafyllidis T. "On correlations between "dynamic" (small-strain) and "static" (large-strain) stiffness moduli-An experimental investigation on 19 sands and gravels", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **98**, pp. 72-83, (2017).
5. Chen, G, Zhou, Z, Sun, T. and et al. Shear modulus and damping ratio of sand-gravel mixtures over a wide strain range", *Journal of Earthquake Engineering*, **2469**, pp. 1-34 (2018).
6. Chang, WJ. and Phantachang, T. "Effects of gravel content on shear resistance of gravelly soils", *Engineering Geology*, **207**, pp. 78-90, (2016).
7. Fragasz, RJ, Su, J, Siddiqi, FH. and et al. Modeling strength of sandy gravel, *Journal of Geotechnical Engineering*, **118**, pp. 920-35, (2008).
8. Georgiannou, VN, Burland, JB. and Hight, DW. "The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension", *Geotechnique* **40**, pp. 431-49, (1990).
9. Kim, U, Kim, D. and Zhuang, L. "Influence of fines content on the undrained cyclic shear strength of sand-clay mixtures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **83**, pp. 124-34, (2016).
10. Maleki, M, Ezzatkah, A, Bayat, M. and et al. "Effect of physical parameters on static undrained resistance of sandy soil with low silt content", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **31**, pp. 1324-31 (2011).
11. Thevanayagam S, Shenthan T, Mohan S. and et al. "Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **128**, pp. 849-59, (2002).
12. Yang, ZX, Pan, K. "Flow deformation and cyclic resistance of saturated loose sand considering initial static shear effect", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **92**, pp. 68-78 (2017).
13. Akbari Paydar, N. and Ahmadi, MM. "Effect of fines type and content of sand on correlation between shear wave velocity and liquefaction resistance", *Geotechnical and Geological Engineering*, **34**, pp. 1857-76 (2016).
14. Chattaraj, R. and Sengupta, A. "Liquefaction potential and strain dependent dynamic properties of Kasai river sand", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **90**, pp. 467-75 (2016).
15. Kuerbis, RH, Negussey, D. and Vaid, YP. "Effect of gradation and fines content on the undrained response of sand", *Geotechnical Special Publication*, pp. 330-45 (1988).
16. Chang, WJ, Chang, CW. and Zeng, JK. "Liquefaction characteristics of gap-graded gravelly soils in K0condition", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **56**, pp. 74-85 (2014).
17. Rahman, MM, Lo, SR. and Gnanendran, CT. "On equivalent granular void ratio and steady state behaviour of loose sand with fines", *Canadian Geotechnical Journal*, **45**, 1439-56 (2008).
18. Erten, D. and Maher, MH. "Cyclic undrained behavior of silty sand", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **14**, pp. 115-23, (1995).
19. Xenaki, VC. and Athanasopoulos, GA. Liquefaction resistance of sand-silt mixtures: An experimental investigation of the effect of fines", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **23**, pp. 183-94 (2003).
20. Thevanayagam, S, Fiorillo, M. and Liang, J. Effect of Non-plastic fines on undrained cyclic strength of silty sands", *Soil Dynamics and Liquefaction 2000, Reston, VA: American Society of Civil Engineers*, pp. 77-91, 2000.
21. Md. Mizanur, R. and Lo, SR. Predicting the onset of static liquefaction of loose sand with fines", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **138**, pp. 1037-41 (2012).
22. Rahman, MM. and Lo, SR. "The prediction of equivalent granular steady state line of loose sand with fines", *Geomechanics and Geoengineering*, **3**, pp. 179-90 (2008).
23. Rahman, MM, Lo, SR. and Gnanendran CT. "On equivalent granular void ratio and steady state behaviour of loose sand with fines", *Canadian Geotechnical Journal*, **45**, pp. 1439-56 (2008).
24. Ishihara, K. Soil behaviour in earthquake geotechnics. Clarendon Press (1996).
25. Seed, HB. and Idriss, IMM. "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes", Earthquake Engineering Research Institute, (1982).
26. Bayat, M. and Ghalandarzadeh, A. "Stiffness degradation and damping ratio of sand-gravel mixtures under saturated state", *International Journal of Civil Engineering*, **16**, pp. 1261-77 (2018).
27. Hardin, BO. and Drnevich, VVP. Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects", *Journal of Terramechanics*, **9**, p. 102 (1973).
28. NI, S-H. Dynamic Properties of Sand under True Triaxial Stress States From Resonant/Column Torsional Shear Tests 1987.
29. Seed, HB, Wong, RT. and Idriss IM. "Moduli and Damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, **112**, pp. 1016-32 (1986).
30. Stokoe, KH, Darendeli, MB. and Andrus, RD. "Dynamic soil properties: Laboratory, Field and Correlation Studies", *Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, **3**, pp. 811-45 (1999).
31. Zhang, J, Andrus, RD. and Juang CH. "Normalized shear modulus and material damping ratio relationships", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **131**, pp. 453-642005.
32. Vucetic, M, Dobry, R. "effect of soil plasticity on cyclic response", *Journal of Geotechnical Engineering*, **117**, pp. 89-107 (1991).
33. Wang, ZJ, Luo, Y. and shen, g. "Effects of initial deviatoric stress ratios on dynamic shear modulus and damping ratio of undisturbed loess in China", *Engineering Geology*, **143-144**, pp. 43-50 (2012).

34. Wichtmann, T, Navarrete Hernandez, MA. and Triantafyllidis, T. "On the influence of a non-cohesive fines content on small strain stiffness, modulus degradation and damping of quartz sand", *Soil Dynamics and Engineering*, **69**, pp. 103-114 (2015).
35. Mir Mohammad Hosseini, SM, Hajimohammadi, AA. and Hajimohammadi, AR. "The validity assesment of laboratory shear modulus using in-situ seismic piezocone test results", *International Journal of Civil Engineering*, **8**, pp. 134-42 (2010).
36. Hardin, B. Shear modulus of gravel, Report-TR74-73-CE19, (1973).
37. Tanaka, Y, Kudo, K, Yoshida, Y. and et al. A study on the Mechanical Properties of Sandy Pravel-Dynamica Properties of Reconstituted Sample (1987).
38. Lin, S-Y, Lin, PS. and Luo, H-S. "Shear modulus and damping ratio characteristics of gravelly deposits", *Canadian Geotechnical Journal*, **37**, pp. 638-51 (2000).
39. Corporation BP. "Normalized shear modulus of compacted gravel", *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, 1535-8 (1998).
40. Seed, H.B. and Idriss, IM. "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis", vol. 8. (1972).
41. Maleki, M. and Bayat, M. "Experimental evaluation of mechanical behavior of unsaturated silty sand under constant water content condition", *Engineering Geology*, **141-142**, pp. 45-56 (2012).
42. Borhani, A. and Fakharian, K. "Effect of particle shape on dilative behavior and stress path characteristics of chamkhaleh sand in undrained triaxial tests", *International Journal of Civil Engineering*, **14**, pp. 197-208 (2016).
43. Ladd, RS. "Preparing test specimens using undercompaction", *Geotechnical Testing Journal*, **1**, pp. 16-23 (1978).
44. Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. American Society for Testing and Materials, D4767-11, 04, 14, (2011).
45. Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus. American Society for Testing and Materials, D-3999-03, 91, pp. 1-16 (2003).
46. Araei, AA, Tabatabaei, SH. and Razeghi, HR. "Cyclic and post-cyclic monotonic behavior of crushed conglomerate rockfill material under dry and saturated conditions", *Scientia Iranica*, **19**, pp. 64-76 (2011).
47. Dynamic Properties of Ice and Frozen Clay under Cyclic Triaxial Loading Conditions. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, **16**, pp. 106 (1979).
48. Khasawneh Y, Bobet A. and Frosch R. "A simple soil model for low frequency cyclic loading", *Computers and Geotechnics*, **84**, pp. 225-37, (2017).
49. Jaya, V., Dodagoudar, G.R. and Boominathan, A. "Cyclic behaviour of saturated sands of kalpakkam region, Tamil Nadu", *Indian Geotechnical Journal*, **38**(2), pp. 171-186 (2008).
50. Di Prisco, C.G. and Wood, D.M. Mechanical behaviour of soils under environmentally-induced cyclic loads (Vol. 534)", Springer Science & Business Media, (2012).
51. Schaeffer, K, Bearce, R, Wang, J. "Dynamic modulus and damping ratio measurements from free-free resonance and fixed-free resonant column procedures", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **139**, pp. 2145-55 (2013).
52. Verastegui-Flores, RD, Di Emidio, G. and Bezuijen, A. "Evaluation of the free-free resonant frequency method to determine stiffness moduli of cement-treated soil", *Soils and Foundations*, **55**, pp. 943-50 (2015).
53. Park, CS, Park, IB. and Mok, YJ. "Evaluation of resilient moduli for recycled crushed-rock-soil-mixtures using in-situ seismic techniques and large-scale resonant column tests", *KSCE Journal of Civil Engineering*, **19**, pp. 1647-55 (2015).
54. Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. American Society for Testing and Materials, D4254-13, I, 9 (2013).
55. Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table. American Society for Testing and Materials, D4253-13, 1-15 (2013).