

Experimental study on the anisotropic behavior of sand with low clay (Kaolin) content using a Torsional Shear Hollow Cylindrical Apparatus

Hadi Bahadori ^{1*}, Vahid Mohammadi ²

1- Professor, Department of Civil Engineering, Urmia University, Urmia, Iran
2- Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Urmia University, Urmia, Iran

ABSTRACT

Undrained behavior of sand containing fine particles is a challenge in geotechnical research. In this article, the effect of low clay content (kaolin) on the anisotropic behavior of sand is studied. In the technical literature, there are different data about the effect of fine particles, especially in high percentages, but there have not been enough studies in low clay content and anisotropic conditions. For this purpose, 30 undrained tests are performed using a Torsional Shear Hollow Cylindrical Apparatus (TSHCA) with constant (α) and (β) values on Firoozkuh sand. The specimens had kaolin contents of 0, 3, 5, 7 and 10%, and the inclination angle (α) is varied from 15° to 60°. The specimens are prepared by dry deposition method (with funnel) and are consolidated under the $P'c = 100$ and 200 kPa. The results of the experiments show that increasing the (α) leads to more contractive behavior in sand. By adding clay particles to the host sand up to 3% in the angle of 15° and 30°, the peak strength of the sample is increased, and then with the increase of clay content up to 10%, the strength of the sample is decreased. But at $\alpha = 60^\circ$, with the addition of 5% clay, a decrease in the peak strength is observed and with a further increase in the percentage of clay, unlike the angles of 15° and 30°, an increase in the peak strength of the sample is observed, so that at 10% clay, the strength of the sample is higher than the host sand, which is the behavior can be attributed to the adhesive nature of clay particles and resistance to tensile loading. By increasing the clay content, the anisotropic behavior index is decreased.

ARTICLE INFO

Receive Date: 18 September 2023
Revise Date: 22 December 2023
Accept Date: 08 January 2024

Keywords:

Kaolin Clay,
Anisotropic behavior,
Torsional Shear Hollow
Cylindrical Apparatus
(TSHCA),
Firoozkuh Sand,
Contractive Behavior,
Anisotropic Behavior Index

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2024.416107.3218>

*Corresponding author: Hadi Bahadori.
Email address: h.bahadori@urmia.ac.ir

بررسی آزمایشگاهی رفتار ناهمسان ماسه حاوی مقادیر کم رس کائولین با استفاده از دستگاہ برش پیچشی استوانه‌ای توخالی

هادی بهادری^{۱*}، وحید محمدی قلعه عزیز^۲

۱- استاد، دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران

۲- دانشجوی دکترا، دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران

چکیده

رفتار زهکشی نشده خاک ماسه حاوی ذرات ریزدانه یک چالش در تحقیقات ژئوتکنیکی می‌باشد که در این مقاله به مطالعه تأثیر مقادیر کم ریزدانه رس کائولین بر رفتار ناهمسان ماسه پرداخته می‌شود. در ادبیات فنی داده‌های متفاوت در مورد تأثیر ریزدانه خصوصاً در درصدهای بالای وجود دارد، اما در مقادیر کم ریزدانه (به ویژه ریزدانه‌های رسی) و شرایط ناهمسان مطالعات کافی صورت نگرفته است. بدین منظور در این تحقیق ۳۰ آزمایش زهکشی نشده با استفاده از دستگاہ برش پیچشی استوانه‌ای توخالی (TSHCA) با مقادیر α و b ثابت بر روی ماسه فیروزکوه انجام می‌شود. نمونه‌ها دارای مقادیر رس کائولین ۰، ۳، ۵، ۷ و ۱۰ درصد می‌باشند و زاویه تنش اصلی (α) از ۱۵ تا ۶۰ درجه متغیر است. نمونه‌ها در آزمایشگاه با روش ریزشی خشک با قیف تهیه شده و تحت تنش موثر اولیه ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلو پاسکال تحکیم می‌شوند. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که افزایش زاویه تنش اصلی (α) منجر به رفتار انقباضی بیشتر در ماسه می‌شود. با افزودن ذرات رس به ماسه میزان تا ۳ درصد در بارگذاری تحت زاویه ۱۵ و ۳۰ درجه مقاومت پیک نمونه افزایش یافته و سپس با افزایش میزان رس تا ۱۰ درصد مقاومت نمونه کاهش می‌یابد، لیکن تحت زاویه ۶۰ درجه با افزودن ۵ درصد رس بیشینه کاهش در مقاومت پیک برشی مشاهده می‌شود و با افزایش بیشتر درصد رس بر خلاف زوایای تنش اصلی ۱۵ و ۳۰ درجه، افزایش در مقاومت پیک نمونه مشاهده می‌شود، بطوریکه در ۱۰ درصد رس مقدار مقاومت نمونه از ماسه میزان بیشتر می‌شود که این رفتار را می‌توان به ذات چسبنده ذرات رس و مقاومت در برابر بارگذاری کششی نسبت داد. با افزایش درصد ریزدانه رس، شاخص رفتار ناهمسانی کاهش می‌یابد.

کلمات کلیدی: رس کائولین، رفتار ناهمسان، دستگاہ برش پیچشی استوانه‌ای توخالی، ماسه فیروزکوه، رفتار انقباضی، شاخص رفتار ناهمسانی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2024.416107.3218	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2024.416107.3218	۱۴۰۳/۰۶/۳۱	۱۴۰۲/۱۰/۱۸	۱۴۰۲/۱۰/۱۸	۱۴۰۲/۱۰/۰۱	۱۴۰۲/۰۶/۲۷
هادی بهادری				*نویسنده مسئول:		
h.bahadori@urmia.ac.ir				پست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

بطور کلی ناهمسانی در ساختار خاک، تحت تاثیر دو عامل می باشد، بخش اول تحت تاثیر فرآیند ته نشینی ذرات (شرایط محیطی و زمین شناسی خاک)، شکل و ابعاد دانه ها است، که به ناهمسانی ذاتی^۱ معروف می باشد، بخش دوم ناهمسانی که پس از فرآیند ته نشینی ناشی از تاریخچه تنش وارد بر خاک می باشد، که به عنوان ناهمسانی القایی^۲ شناخته می شود [۱]. ناهمسانی ذاتی به وضعیت ناهمسان بافت خاک در شرایط قبل از برش اطلاق می شود که عمدتاً تحت تاثیر شکل دانه ها و جهت قرار گیری آنها طی رسوب گذاری می باشد و از کرنش-های اعمالی مستقل می باشد [۲]. لازم به ذکر است که در حین فرآیند ته نشین شدن طبیعی، جهت اکثر دانه های غیر کروی در جهت محور ته نشینی بوده و بخش عمده ای از نیروهای تماسی قائم، در جهت عمود بر صفحه ته نشینی می باشد، که این موضوع در بررسی رفتار خاک های دانه ای بسیار مهم می باشد [۳-۵]. در اکثر سازه های ژئوتکنیکی، عناصر خاک تحت شرایط پیچیده ناهمسانی با جهت های مختلف تنش اصلی و تنش های اصلی نابرابر قرار می گیرند [۶] و پاسخ خاک به بارگذاری، ساختار ناهمسانی ذاتی آن را منعکس می کند و در نتیجه، به جهت گیری و چرخش مداوم تنش های اصلی α و پارامتر نسبت تنش اصلی میانی $b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$ که توسط بسیاری از سازه ها اعمال می شود، بستگی دارد. بنابراین، این دو پارامتر (α و b) به عنوان پارامترهای اصلی برای مطالعات ناهمسانی ماسه تعریف می شوند. مناسب ترین وسیله برای بررسی این پارامترها، دستگاه برش پیچشی استوانه ای توخالی^۳ (TSHCA) است [۷، ۸]. تاثیر ناهمسانی بر رفتار مکانیکی خاک های دانه ای موضوع مورد توجه محققین بوده است و به گفته بسیاری از این محققین، ناهمسانی خاک یکی از مهمترین پارامترهای (اگر نگوئیم مهمترین) تاثیر گذار بر رفتار خاک است [۹-۱۱].

در گذشته موضوع مطالعات تجربی عموماً بر رفتار شناسی و روانگرایی^۴ ماسه های تمیز (با این فرض که وجود ریزدانه ها در برابر ایجاد فشار آب منفذی مقاومت می کند) متمرکز بودند [۱۲، ۱۳]. لیکن ماسه طبیعی در طبیعت عموماً به شکل مخلوطی از ماسه و ریز دانه یافت می شود و تاثیر این ریزدانه ها بر رفتار ماسه در حال حاضر محل بحث و بررسی است [۱۴-۱۹] و مطالعات آزمایشگاهی متعددی بر روی ماسه های حاوی ریزدانه انجام شده است و به نظر می رسد که در برخی مواقع متناقض نیز می باشند [۲۰]. برخی مطالعات با افزایش مقدار ریزدانه افزایش مقاومت نمونه ها [۲۰-۲۲] و برخی کاهش مقاومت را با افزایش مقدار ریزدانه گزارش کردند [۲۳-۲۵]. لذا بررسی تاثیر ریزدانه بر رفتار ماسه ها همچنان نیازمند مطالعات بیشتری است.

بر اساس مطالعات میدانی پس از زلزله های بزرگ و تاریخچه موردی رفتار واقعی خاک در هنگام زلزله شواهدی وجود دارد که نشان می دهد خاک ها با مقدار ریزدانه بیشتر احتمال روانگرا شدن کمتری دارند. اوزاکی [۲۶] پس از مطالعه زلزله نیگاتا^۵ سال ۱۹۶۴ متوجه شد که خاک هایی با مقدار ریزدانه کمتر از ۱۰ درصد احتمال روانگرا شدن بیشتری دارند. توکیماتسو و یوشیمی [۲۷] با مطالعه ۱۷ زمین لرزه در سراسر جهان اشاره کردند که ۵۰ درصد خاک های روانگرا شده دارای ریزدانه کمتر از ۵ درصد هستند. همچنین بسیاری از مکان های روانگرا شده در مرکز و غرب تایوان در طول زلزله چی چی^۶ سال ۱۹۹۸ حاوی ریزدانه های سیلتی و رسی بودند. بنابراین ماسه های مخلوط با درصد های مختلف خاک رس (ذرات ریزتر از ۰.۰۰۲ میلی متر) طبق مطالب گفته شده در مطالعات مختلفی مشاهده شده است که این مخلوط ها در سراسر جهان طی رسوبات طبیعی و یا خاک های پر شده در فعالیت های انسانی ایجاد می شوند [۲۸]. این خاک ها عموماً ماسه های رسی یا سیلت های رسی نامیده می شوند [۲۹]. با توجه به گسترده وجود خاک های حاوی درصد کم ریزدانه و رفتار متفاوت ماسه حاوی درصد کم و زیاد ریزدانه که در برخی ادبیات فنی نیز به آن اشاره شده است [۳۰]، و توجه به این موضوع که حتی مقدار کم ریزدانه ممکن است به طور قابل توجهی بر رفتار ماسه ها تاثیر گذار باشد [۲۰، ۳۰، ۳۱]، مطالعات تاثیر مقدار کم ریزدانه بر رفتار ماسه خصوصاً در شرایط ناهمسان امری ضروریست.

¹ Inherent Anisotropy

² Induced Anisotropy

³ Torsional Shear Hollow Cylindrical Apparatus (TSHCA)

⁴ Liquefaction

⁵ Niigata

⁶ Chi- Chi

یامامورو و لید [۳۰] نشان دادند که وجود درصد کمی از ریزدانه سیلت (۷٪) باعث رفتار معکوس^۷ ماسه سست نوادا^۸ می‌شود. آنها استدلال کردند که دلیل اصلی این رفتار تفاوت بین ساختار ذرات ماسه سیلتی و ماسه تمیز است و بر اساس این فرضیه، وجود ریزدانه‌ها تراکم پذیری خاک مخلوط را بیشتر از ماسه تمیز افزایش می‌دهد و حتی چگالی نسبی مخلوط بالاتر می‌شود و رفتار معکوس در نتیجه افزایش تراکم پذیری بهبود می‌یابد. به عبارت ساده تر ماسه با ۷ درصد سیلت رفتار پایدارتری نسبت به ماسه خالص دارد. یامامورو و کورت [۳۲] در مطالعات با درصد بیشتر سیلت روند کاهشی در مقاومت پیک برشی را مشاهده کردند ولی با افزایش درصد سیلت زیاد (۴۰ درصد) روند معکوس شده و مقاومت پیک برشی افزایش می‌یابد. وردگو و ایشیهارا [۳۳] نشان دادند که افزایش مقدار سیلت مقاومت برشی نمونه‌های خاک را کاهش داده و پتانسیل رفتار انقباضی ماسه موجود در طبیعت را افزایش می‌دهد.

در بررسی تاثیر ریزدانه‌های پلاستیک، اثر ذرات رس بر مقاومت برشی زهکشی نشده خاک‌های ماسه به عوامل متعددی مانند پلاستیسیته ریزدانه‌ها، میزان رس، کانی رسی و درجه بندی ماسه بستگی دارد. یکی از مهم‌ترین عواملی که بر رفتار زهکشی نشده مخلوط‌های ماسه و رس تأثیر می‌گذارد، مقدار خاک رس است. کوستر [۳۴] با انجام آزمایش‌های سه محوری زهکشی نشده بر روی ماسه هوستون^۹ مخلوط با خاک رس کائولین، مشاهده کرد که مقاومت نمونه‌ها تا زمانی که میزان ریزدانه به ۱۵ درصد برسد کاهش می‌یابد و سپس دوباره افزایش می‌یابد. پولیتو [۳۵] آزمایش‌های مونوتونیک و سیکنی را روی مخلوطی از ماسه یاتسویل^{۱۰} با ریزدانه‌های رس کائولین^{۱۱} و بنتونیت^{۱۲} انجام داده و کاهش مقاومت با افزودن ۲۰ درصد ریزدانه رس گزارش کرده است. قهرمانی و قلندرزاده [۳۶] کاهش مقاومت را تا ۳۰ درصد ریزدانه و به دنبال آن افزایش مقاومت برای ریزدانه بیش از ۳۰ درصد (رس کائولین) گزارش کردند. بوفرا و شهرور [۳۷] کاهش مقاومت مخلوط ماسه و رس را تا افزودن ۱۵ درصد رس کائولین مشاهده کردند. نی و همکاران [۳۸] گزارش کردند که سهم ریزدانه پلاستیک در مقاومت برشی زهکشی نشده خاک مخلوط تابعی از تاریخچه تنش است. به عنوان مثال، ریزدانه‌های پلاستیک تأثیر منفی در نمونه‌های عادی تحکیم یافته داشتند ولی اثر مثبت در نمونه‌های بیش تحکیم یافته مشاهده گردیده است. علاوه بر این، آن‌ها بیان کردند که عموماً کانی‌های رسی به صورت ذرات صفحه‌ای هستند که این ویژگی باعث می‌شود تا موقعیت خود را تنظیم کنند و از اسکلت حامل نیرو در ماسه رس‌دار خارج شوند. تلم خانی و نعیمی [۳۹] با آزمایش‌های سه محوره انجام شده بر روی خاک ماسه مخلوط با ریزدانه رس کائولین تا ۳۰ درصد به این نتیجه رسیدند که وجود ریزدانه‌های خاک رس باعث تغییر رفتار نمونه‌ها از حالت اتساعی به انقباضی شده و مقاومت برشی زهکشی نشده کاهش می‌یابد. اگرچه محققین اثرات ریزدانه بر مقاومت ماسه‌ها را مورد مطالعه قرار دادند (البته هنوز ابهاماتی در این زمینه وجود دارد) ولی عموماً با استفاده از دستگاه سه محوری و در محدوده بالای ۱۰ درصد متمرکز شده‌اند.

با توجه به اینکه اکثر ماسه‌های طبیعی رفتار ناهمسانی دارند [۴۰] آزمایش‌های زیادی توسط دستگاه برش پیچشی استوانه‌ای توخالی (TSHCA) برای نشان دادن تأثیر ناهمسانی بر رفتار ماسه انجام شده است [۴۱-۴۷]. اثر ناهمسانی ذاتی (به عنوان مثال، رفتار متفاوت در جهت بارگذاری متفاوت) در ماسه تویورا^{۱۳} توسط یوشیمینه و همکاران مورد مطالعه قرار گرفته است [۴۸]. هنگامی که زاویه تنش اصلی (α) با توجه به جهت رسوبی (عمودی) بزرگتر می‌شود، رفتار به وضوح نرم شونده^{۱۴} شده و رفتار انقباضی^{۱۵} بیشتری نشان می‌دهد. بر اساس این مطالعه در زاویه تنش اصلی ۱۵ درجه، ۲۰ درصد اضافه فشار آب منفذی ایجاد شده و رفتار همچنان سخت شونده^{۱۶} می‌باشد لیکن تحت زاویه تنش اصلی ۷۵ درجه اضافه فشار آب منفذی تا نزدیک به ۹۰ درصد افزایش می‌یابد و یک رفتار نرم شوندگی شدید مشاهده می‌شود. نتایج مشابهی توسط برخی از محققان گزارش شده است [۸, ۴۴, ۴۹-۵۴]. این وابستگی قابل توجه رفتار ماسه به زاویه تنش‌های اصلی نشان دهنده ناهمسانی ذاتی در ماسه است که شرایط محیطی و زمین شناسی در طی رسوب خاک، شرایط خارجی

7 Reverse Behaviour

8 Nevada Sand

9 Hoston Sand

10 Yatesville Sand

11 Kaolin Clay

12 Bentonite Clay

13 Toyoura Sand

14 Strain-Softening

15 Contractive Behaviour

16 Hardening Behaviour

تشکیل دهنده این ناهمسانی در خاک هستند [۵۵]. بنابراین، بدیهی است که ناهمسانی ذاتی تأثیر قابل توجهی بر رفتار ماسه دارد، اما رسوبات ماسه طبیعی اغلب حاوی مقادیر متفاوتی از ریزدانه هستند. از این رو، بررسی رفتار ناهمسان ماسه با محتوای ریزدانه (FC) ضروری است. در بررسی تأثیر ریزدانه بر رفتار ناهمسان ماسه مطالعات محدودی صورت گرفته که این مطالعات نیز بر درصد‌های بالای ریزدانه و از نوع سیلت غیر پلاستیک تمرکز داشته است. بهادری و همکاران [۴۹] یک مطالعه جامع با استفاده از دستگاه برش پیچشی استوانه توخالی روی ماسه سیلیسی فیروزکوه^{۱۷} و درصد‌های مختلف ماسه و سیلت (۱۵، ۳۰، ۷۰ درصد سیلت) انجام دادند. در این تحقیق مقدار α بین ۱۵ تا ۷۵ درجه متغیر بوده و مقدار نسبت تنش میانی (b) در تمام آزمایش‌ها ۰/۵ در نظر گرفته شده است، در آزمایش‌هایی که $\alpha = 15$ رفتار ماسه کاملاً سخت شونده است و رفتار نرم شونده و انقباضی به هیچ عنوان مشاهده نمی‌شود، ولی در آزمایش‌ها با $\alpha = 75$ رفتار نرم شونده قابل مشاهده است. با مقایسه نتایج مخلوط ماسه و ۱۵ درصد سیلت می‌توان دریافت که تأثیر ناهمسانی در مخلوط‌های ماسه و سیلت کمتر از نمونه‌های ماسه خالص است و افزودن ۳۰ و ۷۰ درصد سیلت به ماسه سبب کاهش شدید مقاومت برشی ماسه‌ها شده است و افزایش α تأثیر کمتری بر روی رفتار این ترکیبات دارد. در مطالعه دیگر که توسط خیاط و همکاران [۵۶] بر روی تأثیر سیلت (۱۵، ۳۰، ۵۰ درصد) بر رفتار ماسه همدان و تهران به ترتیب با دانه‌های گرد و بسیار زاویه‌دار صورت گرفته است، نتایج مشابهی گزارش شده است.

با توجه به موارد ذکر شده، این مقاله پژوهشی به بررسی اثر مقدار کم ریزدانه رس کائولین بر ناهمسانی ذاتی ماسه بر اساس آزمایش‌های زهکشی نشده برش پیچشی استوانه‌ای توخالی پرداخته و تفاسیر متعددی از مکانیسم رفتاری ارائه می‌کند. آزمایش‌ها بر روی ماسه فیروزکوه با مقادیر رس (۰، ۳، ۵، ۷ و ۱۰ درصد) انجام شده است. در این آزمایش‌ها، تأثیر زاویه تنش اصلی (α) با تمرکز بر مقادیر کم رس بررسی می‌شود که از مقادیر ۱۵ تا ۶۰ درجه (از محور عمودی) متغیر است. در زاویه ۱۵ درجه بارگذاری فشاری حاکم می‌باشد و با افزایش زاویه α مقدار لنگر پیچشی بیشتر می‌شود و در زوایای بیشتر از ۴۵ درجه رفتار از نوع کششی خواهد بود، بنابراین در این تحقیق رفتار خاک در سه نوع بارگذاری فشاری ($\alpha = 15$)، فشاری - پیچشی ($\alpha = 30$) و کششی - پیچشی ($\alpha = 60$) مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۲- مصالح، دستگاه و روش‌ها

۲-۱- مشخصات مصالح

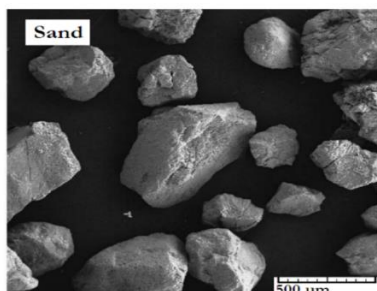
ماسه فیروزکوه با دانه بندی یکنواخت با نام اختصاری F161 با رنگ زرد طلایی و دانه‌های زاویه دار متوسط به عنوان ماسه استاندارد آزمایش استفاده شده است (شکل (۱)). این ماسه دارای تشابهات زیادی با ماسه‌های استاندارد معروف مانند توپورا دارد. منحنی دانه بندی ماسه فیروزکوه F161 در شکل (۲) نشان داده شده است. بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی، با استفاده از میکروسکوپ، این ماسه حاوی ذرات خرد شده تیزگوشه و گرد می‌باشد (شکل (۱)). ریزدانه مورد استفاده از نوع رس کائولین با پلاستیسیته پایین (شاخص پلاستیسیته^{۱۸} برابر ۲۱) است. کائولین از هوازگی شیمیایی مواد معدنی سیلیکات آلومینیوم^{۱۹} مانند فلدسپات^{۲۰} تولید می‌شود [۵۷]. خصوصیات فیزیکی خاک‌های مورد استفاده در این مطالعه در جدول (۱) ارائه شده است.

¹⁷ Firoozkuh Sand

¹⁸ Plasticity Index

¹⁹ Aluminium Silicate

²⁰ Feldspar

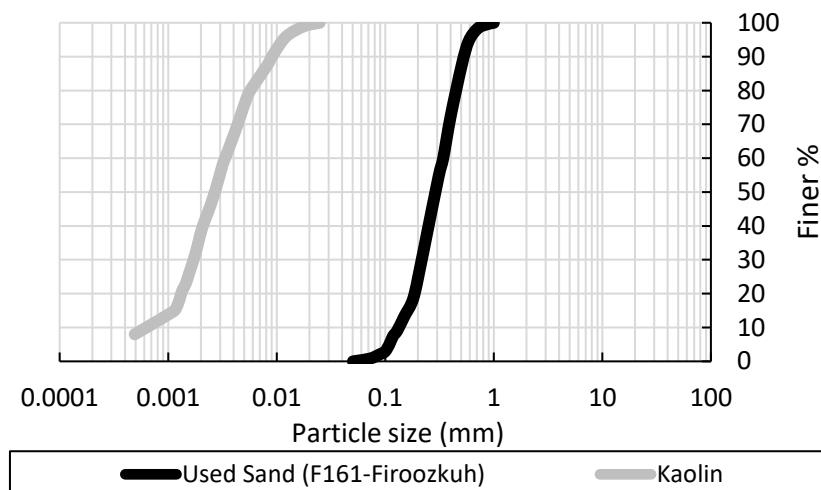


شکل ۱: ماسه فیرزکوه ۱۶۱ مورد استفاده در پژوهش و تصویر میکروسکوپی

جدول ۱: مشخصات مصالح

رده بندی	PI	PL	LL	Cc	Cu	e_{min}	e_{max}	Gs	مصالح
SP				۰/۸۸	۱/۸۷	۰/۵۴۸	۰/۸۷۴	۲/۶۵	ماسه فیرزکوه ۱۶۱
CL	۲۱	۲۸	۴۹	-	-	-	-	۲/۶۲	رس کائولین

برای محاسبه نسبت تخلخل حداکثر و حداقل از استانداردهای [59] ASTM-D4254 and [58] ASTM-D4253 استفاده شده است



شکل ۲: منحنی دانه بندی ماسه فیرزکوه شماره ۱۶۱

۲-۲- دستگاه استوانه پیچشی توخالی

۲-۲-۱- مشخصات کلی

حالت تنش سه بعدی ناهمسان و تنش های اصلی نابرابر، در اکثر سازه های ژئوتکنیکی در خاک القاء می شود. این حالت پیچیده شامل چرخش جهت تنش اصلی α ، مقادیر مختلف پارامتر نسبت تنش اصلی میانی b است. در دستگاه برش سه محوری مرسوم کنترل بر جهت های تنش اصلی امکان پذیر نمی باشد لیکن دستگاه برشی پیچشی استوانه توخالی (TSHCA) امکان اعمال همزمان بار محوری، گشتاور، فشارهای داخلی و خارجی را فراهم می کند. از این رو یک کنترل بر روی هر دو جهت تنش اصلی و نسبت تنش اصلی میانی در رویکرد مسیر تنش اعمال می شود، لذا امکان بررسی بهتر رفتار ناهمسان ذاتی خاک و پیامدهای آن بر رفتار تنش-کرنش (پس از اوج) و مسیر تنش فراهم شده است. شکل (۳) دستگاه TSHCA دانشگاه ارومیه مورد استفاده در این مطالعه و شکل شماتیک آن را همراه با نمونه خاک نشان می دهد. در این دستگاه برای ثبت رفتار خاک پس از نقطه اوج، از موتور برای آزمایش کنترل کرنش پیچشی استفاده می شود که سرعت گشتاور ۰/۵ درجه در دقیقه در تمام آزمایش ها اعمال می شود. به منظور مطالعه اثر ناهمسانی ذاتی، زاویه α و پارامتر نسبت

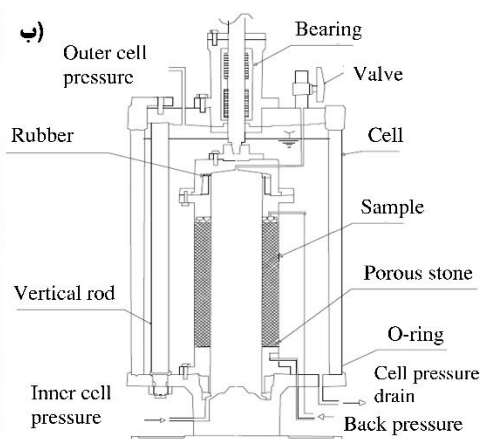
تنش میانی (b) در طول برش پیچشی ثابت نگه داشته می‌شوند. به منظور کنترل α و b برای رسیدن به مسیرهای تنش مورد نظر، معادلات کلی دستگاه پیچشی استوانه توخالی طی برنامه نویسی توسط بهادری و همکاران [۴۹] در دستگاه تعریف شده‌اند که این معادلات در جدول (۲) بطور خلاصه ارائه شده است. ویژگی‌های هندسی، بارهای مرزی و شرایط تنش در دستگاه پیچشی استوانه توخالی در شکل (۳-ج) نشان داده شده است.

۲-۲-۲- کالیبراسیون دستگاه

دستگاه شامل ۵ دسته حسگر اصلی به قرار زیر می‌باشد:

- (۱) حسگرهای اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای، فشار همه جانبه داخلی و خارجی
- (۲) حسگر اندازه‌گیری نیروی محوری
- (۳) حسگر اندازه‌گیری نیروی پیچشی
- (۴) حسگر اندازه‌گیری جابجایی محوری
- (۵) حسگر اندازه‌گیری دوران

در برنامه نویسی دستگاه یک بخش مجزا برای کالیبراسیون تعریف شده است که بایستی هر دسته حسگرها قبل از شروع آزمایش‌ها در سیستم کالیبره شده و مقادیر ذخیره گردد. در بخش اول شیرهای پشت ۳ حسگر فشار آب حفره‌ای، فشار همه جانبه داخلی و خارجی بسته شده و با استفاده از اعمال فشار مرحله‌ای با شیر تنظیم کننده^{۲۱} و گیج تنش، مقادیر ولتاژ متناظر در بخش کالیبراسیون سیستم قرائت شده و با برازش خطی بین مقادیر ولتاژ و اعمال شده واقعی در نرم افزار اکسل، کالیبراسیون صورت می‌گیرد و سپس با اعمال دستور تنش از طریق شیرهای برقی^{۲۲} (E/P) صحت عملکرد دستگاه کنترل می‌شود. در بخش نیرو محوری با اعمال نیرو با دستگاه تک محوری به حسگر و در بخش نیروی پیچشی با بستن بازوی فلزی ۳۰ سانتیمتری به حسگر و اعمال لنگر با وزنه‌های متفاوت، مقادیر اعمال شده و ولتاژ متناظر قرائت شده در بخش کالیبراسیون همانند بخش اول در نرم افزار اکسل نوشته شده و برازش صورت می‌گیرد. حسگر نیروی محوری^{۲۳} در بازه ۰ تا ۵ سانتیمتر و حسگر دوران^{۲۴} در بازه ۰ تا ۳۶۰ درجه طبق دستورالعمل ذکر شده کالیبره می‌شود.

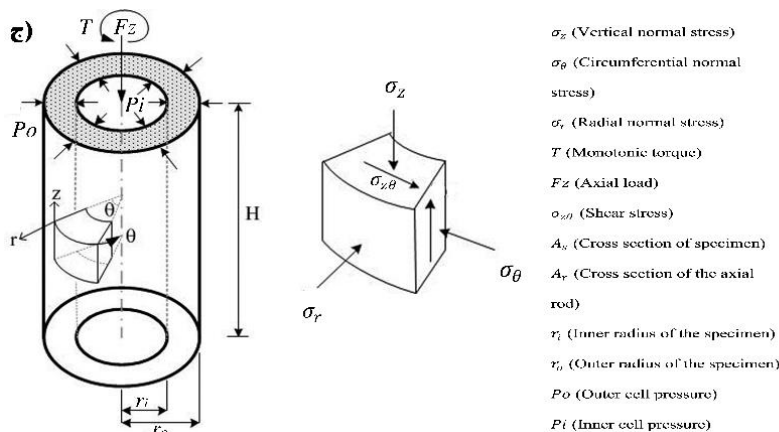


²¹ Regulator

²² Electrical/Pneumatic (E/P) Transducers

²³ LVDT

²⁴ Potentiometer



شکل ۳: دستگاه پیچشی استوانه توخالی، الف) دستگاه TSHCA دانشگاه ارومیه با یک نمونه در حال آزمایش، ب) نمای شماتیک استوانه توخالی برشی پیچشی، ج) ویژگی های هندسی، بارهای مرزی و شرایط تنش اعمال شده به دستگاه TSHCA

جدول ۲: معادلات کلی دستگاه برش پیچشی استوانه توخالی (TSHCA)

معادله	پارامتر
$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$	نسبت تنش میانی Intermediate principal stress ratio
$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \sigma_{z\theta}^2}$	تنش اصلی بیشینه Major principal stresses (σ_1)
$\sigma_2 = \sigma_r$	تنش اصلی میانی Intermediate principal stresses (σ_2)
$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \sigma_{z\theta}^2}$	تنش اصلی کمینه Minor principal stresses (σ_3)
$\sigma_\theta = \sigma_z - \frac{2\sigma_{z\theta}}{\tan 2\alpha}$	تنش نرمال محیطی Circumferential normal stress
$\sigma_r = \sigma_z - \frac{\sigma_{z\theta}(\cos 2\alpha - 2b + 1)}{\sin 2\alpha}$	تنش نرمال شعاعی Radial normal stress
$\sigma_{z\theta} = 0.5 \left\{ \frac{1.5T}{\pi(r_o^3 - r_i^3)} + \frac{T}{\pi(r_o^2 + r_i^2)(r_o - r_i)} \right\}$	تنش برشی Shear stress
$\sigma_z = \frac{F_z + \pi(P_o r_o^2 + P_i r_i^2) - A_r P_o}{A_s}$	تنش نرمال عمودی Vertical normal stress
$P_i = 0.5 \frac{\sigma_r(r_o + r_i) - \sigma_\theta(r_o - r_i)}{r_i}$	فشار داخلی سلول Inner cell pressure (P_i)
$P_o = 0.5 \frac{\sigma_r(r_o + r_i) + \sigma_\theta(r_o - r_i)}{r_o}$	فشار خارجی سلول Outer cell pressure (P_o)

در معادلات فوق، مشخصات هندسی و بارهای مرزی در شکل (۳) تعریف شده است. σ_θ ، σ_z ، σ_r و $\sigma_{z\theta}$ به ترتیب تنش نرمال محیطی، تنش نرمال عمودی، تنش نرمال شعاعی و تنش برشی هستند. T گشتاور یکنواخت و r_i و r_o شعاع داخلی و خارجی نمونه هستند. F_z ، A_r و A_s به ترتیب بار محوری، سطح مقطع میله محوری و سطح مقطع نمونه می باشند.

۳-۲- آماده سازی نمونه و روش آزمایش

روش‌های مختلفی برای ساخت نمونه خاک‌های دانه‌ای در مقیاس آزمایشگاهی وجود دارد که در این مطالعه از روش ریزشی خشک با کیف^{۲۵} به عنوان تکنیک تهیه نمونه استفاده شده که می‌توان نمونه یکنواختی را تهیه کرد [۴۹، ۶۰]. برای مرحله اشباع سازی نمونه، CO₂ (دی اکسید کربن، با فشار تقریبی ۳ کیلو پاسکال) و آب بدون هوا از داخل نمونه عبور داده می‌شود سپس فرآیند اشباع کردن نمونه با افزایش فشار محصور کننده در چند مرحله و اندازه گیری فشار آب منفذی انجام می‌شود. زمانی که ضریب اسکمپتون^{۲۶} (B) از ۰/۹۵ بیشتر شود، نمونه را می‌توان اشباع شده در نظر گرفت [۶۱]. مقدار پارامتر B برای همه نمونه‌ها در این تحقیق بیشتر از ۰/۹۷ بود. درجه اشباع بودن نمونه به شدت بر مقاومت برشی خاک تأثیر می‌گذارد و با کاهش درجه اشباع بودن، مقاومت ماسه افزایش می‌یابد [۶۲، ۶۳]. پس از مرحله اشباع شدن برای جلوگیری از اثر ناهمسانی القایی نمونه‌ها به صورت همسان تحکیم می‌شوند [۴۹]. در حین تحکیم، اختلاف تنش همه جانبه و پس فشار به گونه‌ای تنظیم می‌شود که برای هر نمونه تنش موثر برابر با ۱۰۰، ۲۰۰ و کیلو پاسکال ثابت باشد. انتخاب ۱۰۰، ۲۰۰ کیلو پاسکال برای تنش موثر به عنوان یک مقدار متوسط در پروژه‌های ژئوتکنیکی بر اساس تحقیقات مختلف موجود در ادبیات فنی می‌باشد [۶۴، ۶۵]. مرحله برشی با سرعت گشتاور ۰/۵ درجه در دقیقه پس از مرحله تحکیم شروع می‌شود. پس از اتمام آزمایش نسبت تخلخل نمونه‌ها بر اساس درصد رطوبت اندازه گیری شده، محاسبه می‌شود [۳۳]. ابعاد نمونه ۱۲ سانتی متر ارتفاع و قطر داخلی و خارجی ۶ و ۱۰ سانتی متر است. مخلوط ماسه و رس به کمک کیف بلند که در کف داخل قالب قرار می‌گیرد با ارتفاع سقوط تقریباً صفر (جهت جلوگیری از به هم خوردن همگنی نمونه) ریخته می‌شود. جرم مخلوط ماسه و رس با توجه به تراکم نسبی مورد نیاز اولیه (در این تحقیق ۲۰ درصد برای تمام نمونه‌های مخلوط در نظر گرفته شده است، $D_r = 0.2$) و حجم اولیه مشخص، طبق رابطه (۱) محاسبه می‌شود.

$$m_s = \frac{V_T \cdot \gamma_s}{1 + e_{max}(1 - D_r) + e_{min} \cdot D_r} \quad (1)$$

که در این رابطه D_r تراکم نسبی، e_{max} نسبت تخلخل حداکثر خاک مخلوط، e_{min} نسبت تخلخل حداقل خاک مخلوط، m_s جرم مخلوط ماسه و رس، V_T حجم کل نمونه است. γ_s وزن واحد دانه جامد می‌باشد که طبق رابطه (۲) براساس مقدار توده ویژه خاک مخلوط محاسبه می‌شود.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{\left(\frac{100}{FC}\right) G_{sc}}{1 + \left(\frac{100 - FC}{FC}\right) \left(\frac{G_{sc}}{G_{ss}}\right)} \quad (2)$$

که در این رابطه G_s توده ویژه خاک مخلوط، G_{sc} توده ویژه رس، G_{ss} توده ویژه ماسه و FC درصد ریزدانه رس می‌باشد.

در مجموع ۳۰ آزمایش برشی زهکشی نشده (CU) با مقادیر ثابت α و b انجام شده و مقادیر ریزدانه (FC)، میانگین تنش موثر اولیه (P'_c)، زاویه تنش اصلی محوری (α)، نسبت تخلخل و چگالی نسبی متغیرهای آزمایش بودند. در تمامی آزمایش‌ها پارامتر ($b = 0.5$) بود. همه نتایج آزمایش‌ها در قالب منحنی‌های مسیر تنش و تنش- کرنش نمایش داده می‌شود و ارزیابی و مقایسه نتایج بر اساس این منحنی‌ها با استفاده از دسته بندی رفتار زهکشی نشده ماسه ارائه شده توسط یوشیمینه و همکاران انجام می‌شود. بر اساس این طبقه‌بندی رفتار زهکشی نشده ماسه‌ها را می‌توان به سه گروه کلی تقسیم بندی کرد [۴۸] (شکل (۴)):

(الف) رفتار سخت شونده کرنشی (غیر روانگرا)^{۲۷}

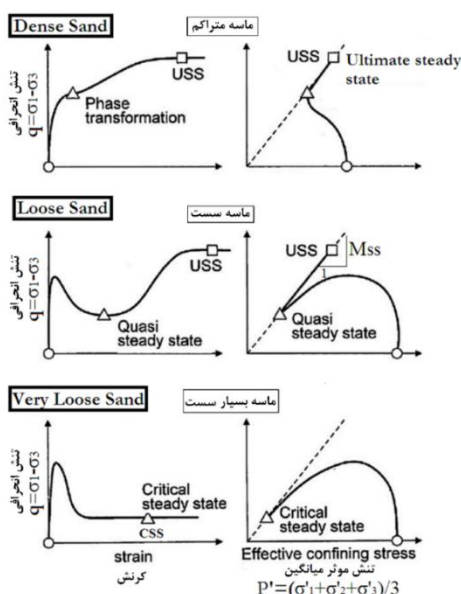
²⁵ Dry Funnel Deposition Method

²⁶ Skempton's Parameter

²⁷ Satrain-Hardening (No Flow)

(ب) رفتار نرم شونده-سخت شونده کرنشی (روانگرایی محدود) ^{۲۸}

(ج) رفتار نرم شونده کرنشی (روانگرا) ^{۲۹}



شکل ۴: طبقه بندی رفتار زهکشی نشده ماسه ها [۴۸]

۳- نتایج آزمایش‌ها

هدف از این پژوهش بررسی اثر محتوای کم رس کائولین بر رفتار ناهمسان مخلوط ماسه و رس است. بنابراین ماسه فیروزکوه (F161) با استفاده از تنش موثر اولیه ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلو پاسکال و میزان رس ۰ تا ۱۰ درصد مورد آزمایش قرار گرفت. همچنین زاویه شیب (α) از ۱۵ درجه تا ۶۰ درجه متغیر بود. اطلاعات آزمایش‌ها در جدول (۳) ارائه شده است.

جدول ۳: مشخصات نمونه‌های آزمایش شده

آزمایش	درصد ریزدانه	تنش همه جانبه (kPa)	زاویه تنش اصلی (α°)	نوع بارگذاری	نسبت تخلخل بعد تحکیم (e)	نسبت تخلخل حداکثر (e_{max})	نسبت تخلخل حداقل (e_{min})	دانسیتیه نسبی بعد تحکیم (Dr %)
S-0-100-15	۰	۱۰۰	۱۵	فشاری	۰/۷۳۸	۰/۸۷۴	۰/۵۴۸	۴۱/۷
S-0-100-30	۰	۱۰۰	۳۰	فشاری + پیچشی	۰/۷۳۹	۰/۸۷۴	۰/۵۴۸	۴۱/۴
S-0-100-60	۰	۱۰۰	۶۰	کششی + پیچشی	۰/۷۳۷	۰/۸۷۴	۰/۵۴۸	۴۲
S-0-200-15	۰	۲۰۰	۱۵	فشاری	۰/۷۲۷	۰/۸۷۴	۰/۵۴۸	۴۵
S-0-200-30	۰	۲۰۰	۳۰	فشاری + پیچشی	۰/۷۲۸	۰/۸۷۴	۰/۵۴۸	۴۴/۷
S-0-200-60	۰	۲۰۰	۶۰	کششی + پیچشی	۰/۷۲۹	۰/۸۷۴	۰/۵۴۸	۴۴/۵
S-3-100-15	۳	۱۰۰	۱۵	فشاری	۰/۷۳۶	۰/۸۹۵	۰/۵۲۵	۴۳
S-3-100-30	۳	۱۰۰	۳۰	فشاری + پیچشی	۰/۷۳۴	۰/۸۹۵	۰/۵۲۵	۴۳/۵
S-3-100-60	۳	۱۰۰	۶۰	کششی + پیچشی	۰/۷۳۵	۰/۸۹۵	۰/۵۲۵	۴۳/۲
S-3-200-15	۳	۲۰۰	۱۵	فشاری	۰/۷۲۶	۰/۸۹۵	۰/۵۲۵	۴۵/۶
S-3-200-30	۳	۲۰۰	۳۰	فشاری + پیچشی	۰/۷۲۶	۰/۸۹۵	۰/۵۲۵	۴۵/۶
S-3-200-60	۳	۲۰۰	۶۰	کششی + پیچشی	۰/۷۲۵	۰/۸۹۵	۰/۵۲۵	۴۵/۹
S-5-100-15	۵	۱۰۰	۱۵	فشاری	۰/۷۳۳	۰/۹۰۵	۰/۵۱۲	۴۳/۹
S-5-100-30	۵	۱۰۰	۳۰	فشاری + پیچشی	۰/۷۳۲	۰/۹۰۵	۰/۵۱۲	۴۴/۱

²⁸ Satrain-Softening & Hardening (Limited Flow)

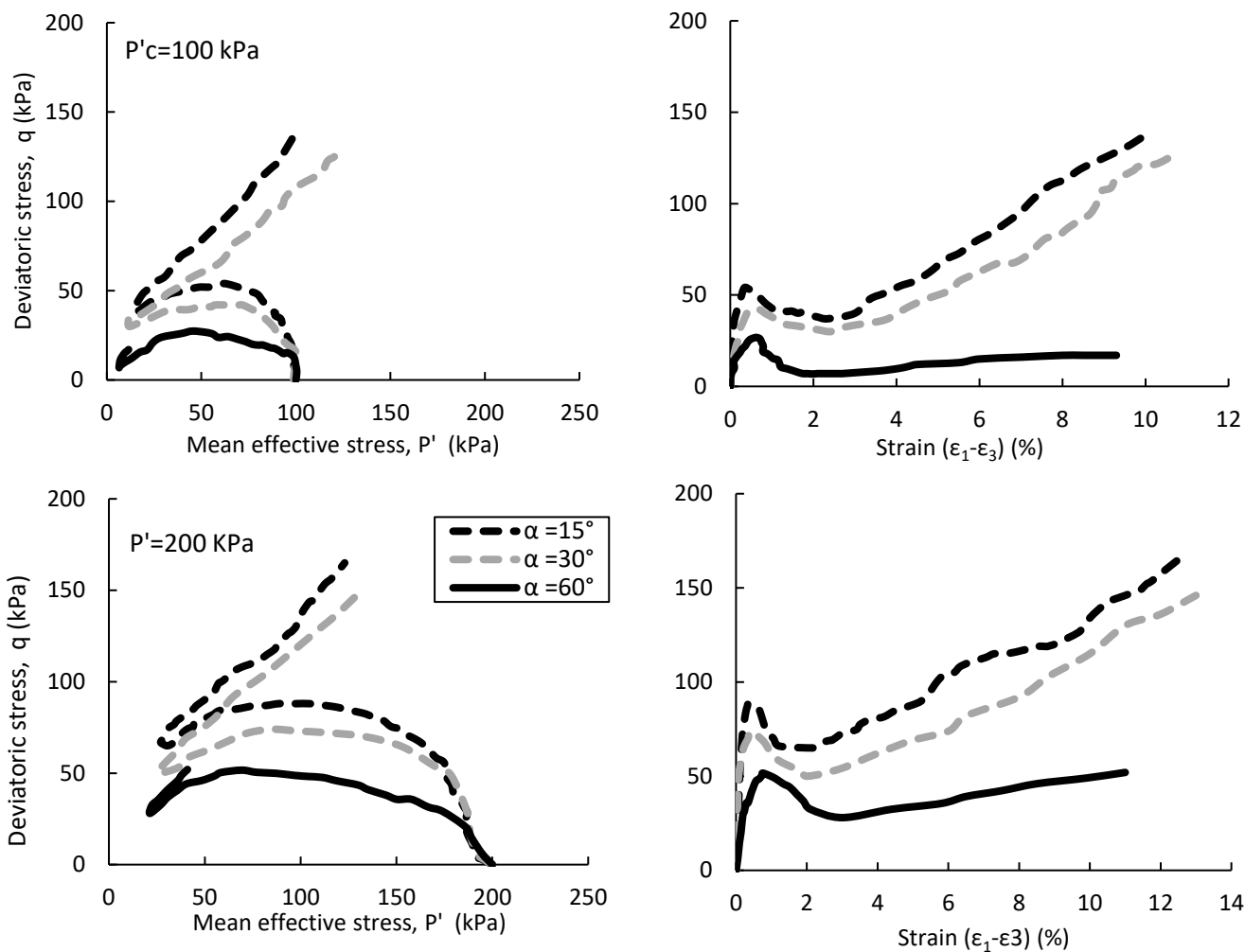
²⁹ Satrain- Softening (Flow)

۴۴/۶	۰/۵۱۲	۰/۹۰۵	۰/۷۳	کششی + پیچشی	۶۰	۱۰۰	۵	S-5-100-60
۴۶/۴	۰/۵۱۲	۰/۹۰۵	۰/۷۲۳	فشاری	۱۵	۲۰۰	۵	S-5-200-15
۴۶	۰/۵۱۲	۰/۹۰۵	۰/۷۲۴	فشاری + پیچشی	۳۰	۲۰۰	۵	S-5-200-30
۴۷	۰/۵۱۲	۰/۹۰۵	۰/۷۲	کششی + پیچشی	۶۰	۲۰۰	۵	S-5-200-60
۴۵/۴	۰/۵	۰/۹۱۲	۰/۷۲۵	فشاری	۱۵	۱۰۰	۷	S-7-100-15
۴۵/۶	۰/۵	۰/۹۱۲	۰/۷۲۴	فشاری + پیچشی	۳۰	۱۰۰	۷	S-7-100-30
۴۶/۳	۰/۵	۰/۹۱۲	۰/۷۲۱	کششی + پیچشی	۶۰	۱۰۰	۷	S-7-100-60
۴۸	۰/۵	۰/۹۱۲	۰/۷۱۴	فشاری	۱۵	۲۰۰	۷	S-7-200-15
۴۷/۸	۰/۵	۰/۹۱۲	۰/۷۱۵	فشاری + پیچشی	۳۰	۲۰۰	۷	S-7-200-30
۴۸/۳	۰/۵	۰/۹۱۲	۰/۷۱۳	کششی + پیچشی	۶۰	۲۰۰	۷	S-7-200-60
۵۱	۰/۴۸۷	۰/۹۲	۰/۶۹۹	فشاری	۱۵	۱۰۰	۱۰	S-10-100-15
۴۹/۴	۰/۴۸۷	۰/۹۲	۰/۷۰۶	فشاری + پیچشی	۳۰	۱۰۰	۱۰	S-10-100-30
۴۹/۶	۰/۴۸۷	۰/۹۲	۰/۷۰۵	کششی + پیچشی	۶۰	۱۰۰	۱۰	S-10-100-60
۵۴/۳	۰/۴۸۷	۰/۹۲	۰/۶۸۵	فشاری	۱۵	۲۰۰	۱۰	S-10-200-15
۵۴	۰/۴۸۷	۰/۹۲	۰/۶۸۶	فشاری + پیچشی	۳۰	۲۰۰	۱۰	S-10-200-30
۵۳/۲	۰/۴۸۷	۰/۹۲	۰/۶۹	کششی + پیچشی	۶۰	۲۰۰	۱۰	S-10-200-60

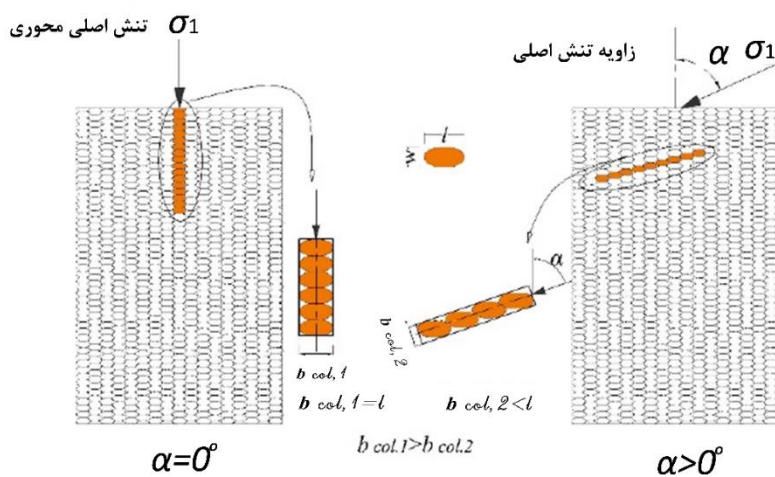
برای محاسبه نسبت تخلخل حداکثر و حداقل از استانداردهای [59] ASTM-D4254 and [58] ASTM-D4253 استفاده شده است

۱-۳- بررسی تاثیر زاویه تنش اصلی (α) بر روی رفتار ماسه

شکل (۵) نتایج دو دسته آزمایش بر روی ماسه تمیز را نشان می دهد (تحت تنش موثر اولیه ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلو پاسکال)، طبق نتایج با بزرگتر شدن زاویه تنش اصلی (α)، رفتار به وضوح نرم تر و انقباضی تر می شود و حداقل مقاومت نمونه تحت زاویه تنش اصلی ۶۰ درجه می باشد. چنین نرم شوندگی کرنشی به ناهمسانی ذاتی در ماسه های رسوبی نسبت داده شده است [۶۶]. در واقع درهم تنیدگی بین دانه های ماسه در امتداد محور بلند موازی با جهت صفحه برشی بدترین حالت از لحاظ مقاومتی است. به عبارت دیگر، ذرات ماسه زمانیکه تنش اصلی موازی با جهت محور طولی ذرات ماسه باشد، بیشترین تمایل را برای لغزش روی یکدیگر دارند [۵۳، ۶۷]. شکل (۶) بصورت شماتیک نحوه انتقال بار و عملکرد دانه های ماسه با چرخش زاویه تنش اصلی را نشان می دهد. طبق شکل اگر عرض دانه (w) و بعد بلند دانه (l) و بعد ستون های فرضی برابر را (b) فرض کنیم، در صورتیکه $\alpha > 0$ ، عرض ستون کمتر شده و منجر به افزایش ناپایداری می شود [۶۸]. به عنوان مثال برای $\alpha = 90^\circ$ ، عرض ستون های برابر دانه ها (b) به دلیل تراز افقی، برابر با بعد کوتاه ذره می شود که منجر به کاهش پایداری و تغییر شکل زیاد ناشی از تمایل شدید به چرخش و فروپاشی تحت گشتاور تولید شده می شود. این توضیحات می تواند دلیل خوبی برای کاهش مقاومت نمونه با افزایش α باشد. این رفتار توسط یوشیمینه و ایشیهارا [۶۹] برای ماسه توپورا و بهادری و همکاران [۴۹] برای ماسه فیروزکوه و یانگ و همکاران [۴۴] بر روی ماسه لیتون^{۳۰} نیز توصیف شده است. محققان دیگری نیز این وابستگی مقاومت به جهت را تایید نموده اند [۵۰، ۶۷]. بر اساس دسته بندی یوشیمینه و همکاران (شکل (۴)) برای رفتار زهکشی ماسه ها، رفتار ماسه در این پژوهش مانند رفتار ماسه سست می باشد [۴۸] که یک رفتار نرم شوندگی کرنشی با کرنش محدود است [۷۰]. این نوع رفتار با حداکثر مقاومت برشی اولیه در یک کرنش کوچک مشخص می شود، سپس مقاومت برشی در کرنش متوسط به حداقل مقدار کاهش می یابد که این حداقل مقاومت برشی، نقطه شبه پایدار (QSS) نامیده می شود و به عنوان نقطه ای که رفتار زهکشی نشده از انقباض به اتساع تغییر می کند، تعریف می شود [۷۱]. پس از دستیابی به حداقل مقاومت، مقاومت برشی به حداکثر مقدار خود با یک سخت شدگی مجدد افزایش می یابد و فشار آب منفذی به حداقل مقدار خود در کرنش بزرگ کاهش می یابد.



شکل ۵: تأثیر زاویه تنش اصلی α بر رفتار ماسه فیروزکوه تمیز (رس صفر درصد)



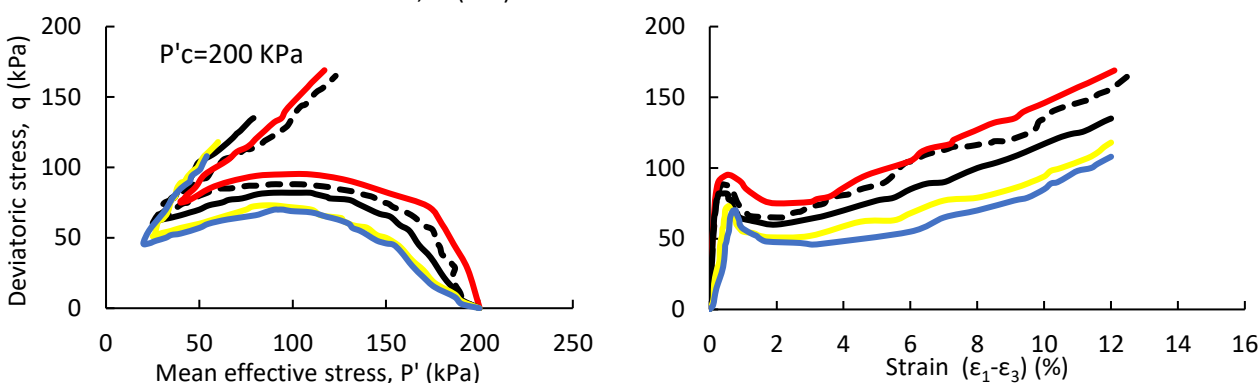
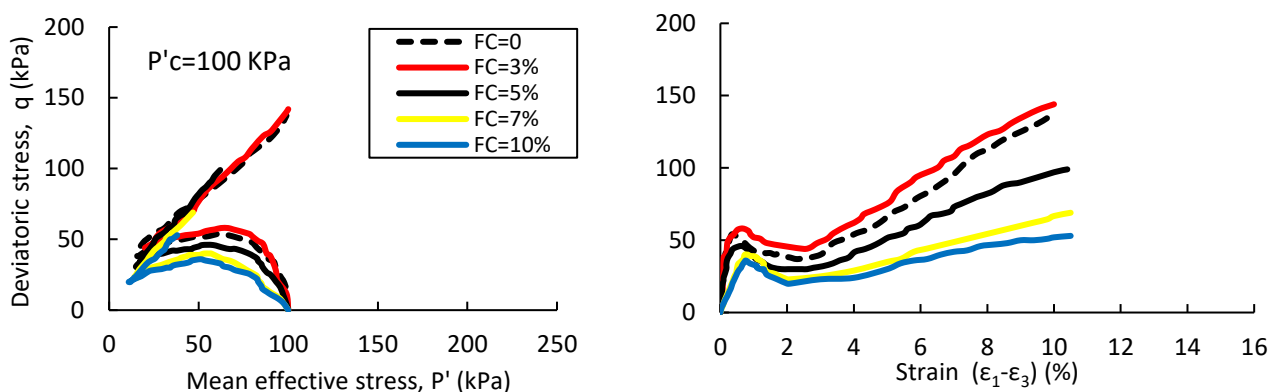
شکل ۶: شکل شماتیک نحوه انتقال بار و عملکرد دانه‌های ماسه با چرخش زاویه تنش اصلی α (ایده گرفته شده از حسینی نیا [۶۸])

تنش موثر اولیه (P^c) یکی از پارامترهای اساسی است که تأثیر مهمی بر رفتار مکانیکی خاک دارد. با افزایش تنش تحکیم از ۱۰۰ کیلو پاسکال به ۲۰۰ کیلو پاسکال، مقاومت پیک افزایش می‌یابد. کرنش محوری مرتبط با مقاومت پیک نیز با افزایش P^c افزایش می‌یابد. به عنوان مثال، برای $\alpha = 15$ (بارگذاری فشاری) مقاومت پیک به مقدار ۵۳ کیلو پاسکال (در تنش موثر اولیه ۱۰۰ کیلو پاسکال) در کرنش ۰/۳۴٪ می‌رسد. در حالی که در تنش موثر اولیه ۲۰۰ کیلو پاسکال در کرنش ۰/۳۷٪، مقاومت پیک به ۹۲ کیلو پاسکال افزایش می‌یابد.

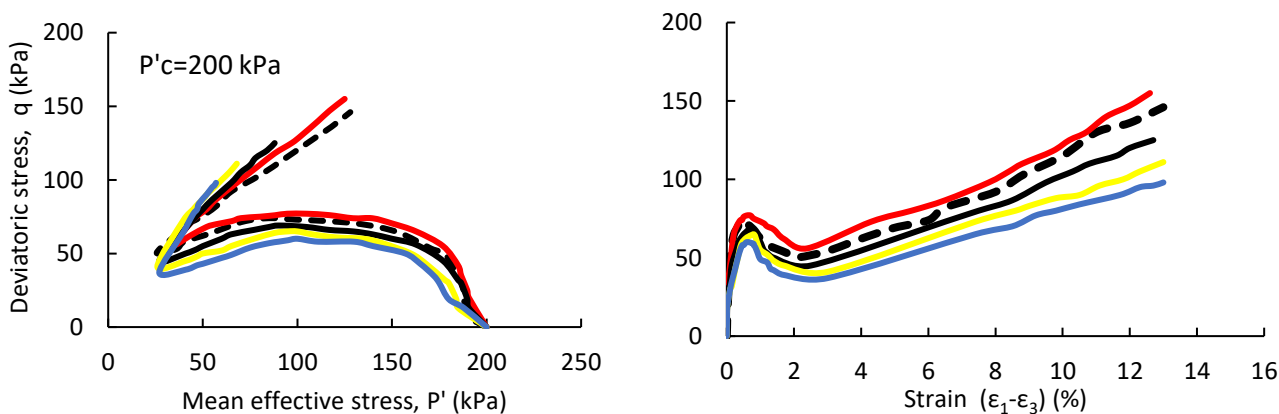
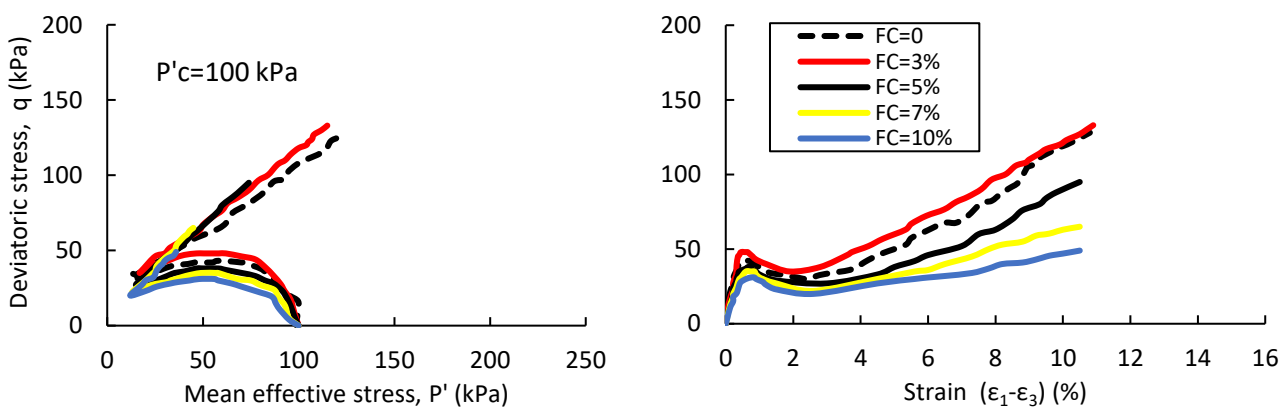
۲-۳- بررسی تأثیر ریز دانه رس (کائولین) بر رفتار ماسه تحت زوایای مختلف تنش اصلی

در شکل (۷) تأثیر افزودن درصد‌های مختلف رس مد نظر (۳، ۵، ۷ و ۱۰ درصد) تحت زاویه تنش اصلی ۱۵ درجه بر رفتار ماسه قابل بررسی می‌باشد. بر اساس نتایج حاصل شده تحت این زاویه با بارگذاری فشاری، با افزودن رس ۳ درصد مقاومت پیک برشی نمونه افزایش اندکی یافته است، این درصد کم احتمالاً فضای خالی بین ذرات ماسه را پر کرده بطوریکه که مقدار معینی از پیوستگی در ماتریس ماسه بدون ایجاد لغزندگی در ذرات فراهم می‌کند، ولی با افزودن درصد بیشتر رس تا ۱۰ درصد مقاومت نمونه‌ها کاهش یافته و رفتار انقباضی‌تر می‌شود، در واقع نمونه‌ها تا ۱۰ درصد رس دارای یک میکرو ساختار باز با مقاومت برشی کم هستند. این رفتار انقباضی را می‌توان به تجمع ذرات رس در سطح تماس دانه‌های ماسه (به عنوان یک لایه روان کننده بین ذرات) و تراکم پذیری بالا ذرات رس نسبت داد. لازم به ذکر است بیشترین روند کاهش مقاومت تا ۷ درصد رس می‌باشد، بطوریکه با افزودن ۱۰ درصد رس شیب کاهشی مقاومت نمونه کمتر می‌شود. این رفتار تحت هر دو تنش همه جانبه ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلو پاسکال مشاهده شده است، لیکن با افزایش تنش همه جانبه تأثیر ریزدانه‌ها بر ساختار ماسه میزبان کاهش می‌یابد. چنین روند کاهشی توسط تلم خانی و نعیمی [۳۹] نیز مشاهده شده است ولی با افزودن درصد‌های بالا رس نمونه مقاومت برشی بالاتری نشان می‌دهد، یعنی تنش مؤثر بیشتر شده و خاک دچار ناپایداری کمتری می‌شود. بنابراین ۳ درصد و ۱۰ درصد رس نقاط عطف رفتاری ماسه می‌باشند.

در شکل (۸) تأثیر افزودن درصد‌های مختلف رس مد نظر (۳، ۵، ۷ و ۱۰ درصد) تحت زاویه تنش اصلی ۳۰ درجه بر رفتار ماسه قابل بررسی می‌باشد. بر اساس نتایج، تحت این زاویه با بارگذاری فشاری - پیچشی همانند بارگذاری در زاویه ۱۵ درجه افزایش مقاومت پیک برشی اندکی با افزودن ۳ درصد رس مشاهده می‌شود لیکن این افزایش کمتر از حالت بارگذاری فشاری می‌باشد. همچنین با افزودن درصد بیشتر رس تا ۱۰ درصد همانند بارگذاری فشاری ($\alpha = 15$) مقاومت نمونه‌ها کاهش یافته و رفتار انقباضی‌تر می‌شود، ولی این روند کاهشی کمتر از حالت بارگذاری فشاری می‌باشد. به عبارت دیگر با افزایش زاویه تنش اصلی و ورود بارگذاری پیچشی علاوه بر بارگذاری فشاری تأثیر ریزدانه بر ساختار ماسه کاهش می‌یابد.

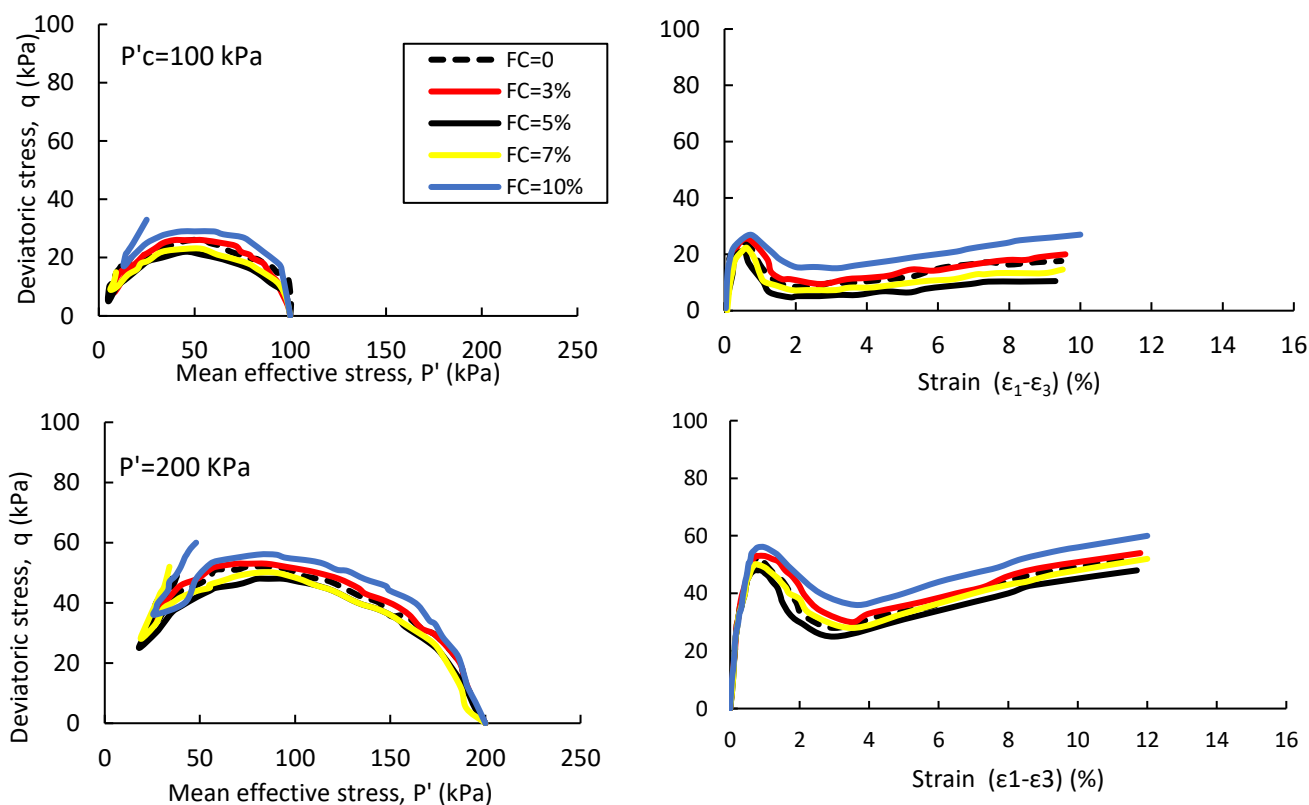


شکل ۷: تاثیر افزایش رس بر رفتار ماسه تحت زاویه تنش اصلی ۱۵ درجه

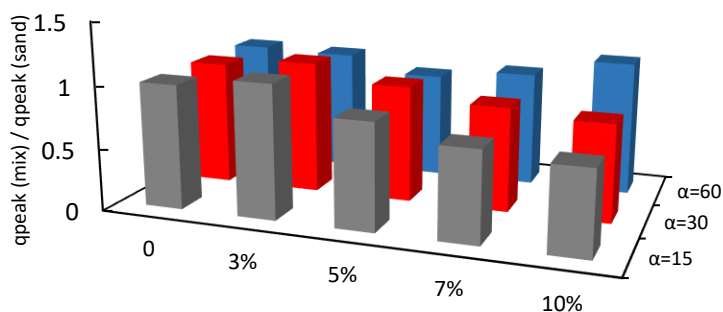


شکل ۸: تاثیر افزایش رس بر رفتار ماسه تحت زاویه تنش اصلی ۳۰ درجه

در شکل (۹) نتایج افزودن درصدهای مختلف رس تحت زاویه تنش اصلی ۶۰ درجه (بارگذاری کششی- پیچشی) بر رفتار ماسه قابل بررسی می‌باشد. نمونه تحت این زاویه یک رفتار کاملاً انقباضی و نرم شونده از خود نشان می‌دهد و با افزودن ۵ درصد رس بیشینه کاهش در مقاومت پیک برشی مشاهده می‌شود که این مقدار کاهش در مقایسه با زوایای ۱۵ و ۳۰ درجه کمتر می‌باشد لیکن با افزایش بیشتر درصد رس بر خلاف زوایای تنش اصلی ۱۵ و ۳۰ درجه افزایش در مقاومت پیک نمونه مشاهده می‌شود، بطوریکه در ۱۰ درصد رس مقدار مقاومت نمونه از ماسه میزبان بیشتر می‌شود که این رفتار را می‌توان به ذات چسبنده ذرات رس و مقاومت در برابر بارگذاری کششی نسبت داد. برای مقایسه تاثیر ریزدانه در زوایای مختلف تنش اصلی نتایج نسبی مقاومت نمونه‌ها دارای ریزدانه به ماسه میزبان در شکل (۱۰) ارائه شده است. بر این اساس تحت زاویه ۱۵ درجه بیشترین درصد تاثیر ریزدانه مشاهده می‌شود که ابتدا افزایشی (با نسبت ۱/۰۷ در ۳ درصد رس) و سپس کاهش (با بیشترین کاهش در ۱۰ درصد با نسبت ۰/۶۷) می‌باشد، رفتار مشابهی در زاویه ۳۰ درجه مشاهده می‌شود، لیکن تحت زاویه ۶۰ درجه یک روند کاهش سبب افزایشی مشاهده می‌شود.



شکل ۹: تاثیر افزایش رس بر رفتار ماسه تحت زاویه تنش اصلی ۶۰ درجه



FC (%)	0	3	5	7	10
α=15	1	1.07	0.85	0.72	0.67
α=30	1	1.06	0.93	0.83	0.78
α=60	1	0.98	0.85	0.92	1.07

شکل ۱۰: مقایسه نسبی مقاومت پیک نمونه‌های مخلوط به ماسه میزبان در زوایای مختلف تنش اصلی

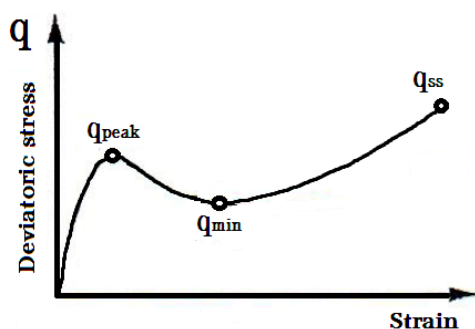
۳-۳- بررسی پارامترهای حالت بدون بعد

۳-۳-۱- شاخص تردی^{۳۱}

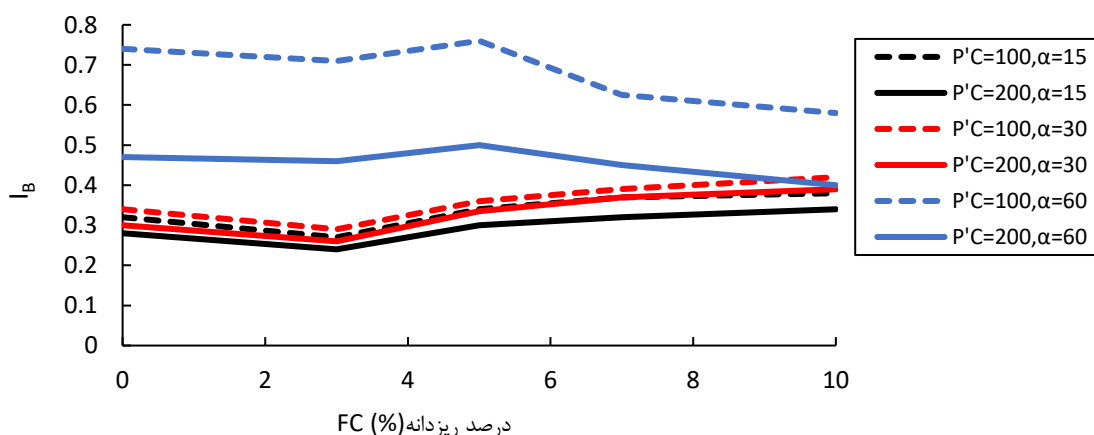
درجه نرم شوندگی کرنش اغلب با شاخص تردی مشخص می‌شود که توسط بیشاپ [۷۲] طبق رابطه (۳) تعریف شده است.

$$I_B = \frac{q_{\text{peak}} - q_{\text{min}}}{q_{\text{peak}}} \quad (3)$$

q_{min} و q_{peak} به ترتیب مقاومت برشی زهکشی نشده پیک و کمینه هستند که بصورت شماتیک در شکل (۱۱) برای رفتار نرم شونده-سخت شونده کرنشی ماسه‌ها نشان داده شده است. I_B را می‌توان به عنوان یک شاخص خوب برای پتانسیل جریان یک ماده نرم شونده کرنشی در نظر گرفت [۷۳]. بازه I_B از ۰ تا ۱ متغیر است و $I_B=0$ نشان دهنده رفتار غیر شکننده می‌باشد. و $I_B=1$ نشان دهنده روانگرایی کامل استاتیکی (رفتار شکننده) است. سیواتایالان و وید [۵۴] افزایش قابل توجه شاخص I_B را با افزایش زاویه تنش اصلی در ماسه بسیار سست رودخانه فریزر^{۳۲} گزارش کردند. نتایج تغییرات شاخص تردی برای مخلوط ماسه و رس کائولین در درصد‌های مختلف در شکل (۱۲) ارائه شده است. طبق شکل با افزایش زاویه تنش اصلی شاخص تردی افزایش می‌یابد بطوریکه تحت زاویه ۶۰ بیشترین افزایش در شاخص مشاهده می‌شود که با نتایج سیواتایالان و وید مطابقت دارد. در بارگذاری تحت زوایای ۱۵ و ۳۰ درجه با افزودن ۳ درصد رس شاخص اندکی کاهش یافته که نشان دهنده کاهش در رفتار انقباضی می‌باشد، لیکن با افزایش بیشتر رس شاخص روند صعودی به خود می‌گیرد. تحت زاویه ۶۰ افزایش شاخص در ۵ درصد و سپس روند کاهشی با افزایش بیشتر رس مشاهده می‌شود.



شکل ۱۱: پارامترهای مقاومت برشی پیک q_{peak} ، کمینه q_{min} و حالت پایدار q_{ss} در رفتار نرم شونده-سخت شونده کرنشی در حالت زهکشی نشده



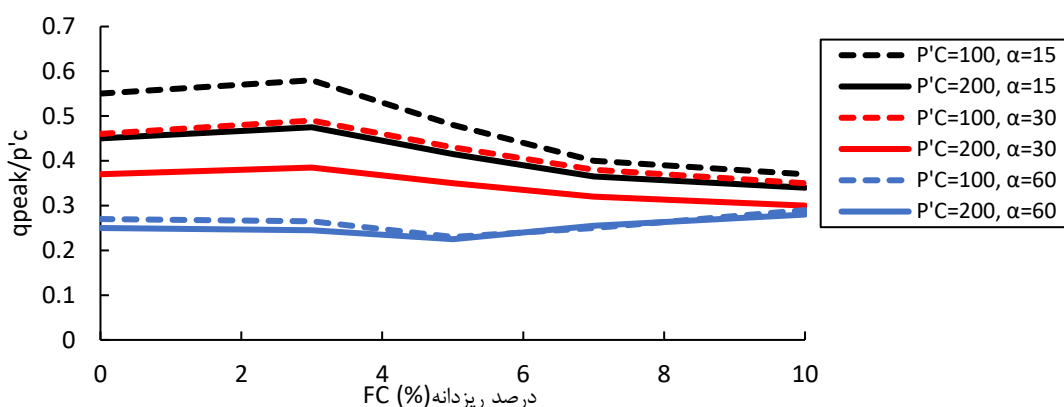
شکل ۱۲: شاخص تردی در درصد‌های مختلف رس تحت زوایای متغیر تنش اصلی

³¹ Brittleness Index

³² Fraser river sand

۲-۳-۳- شاخص مقاومت اوج نرمال شده^{۳۳}

برای اینکه بتوان مقاومت نمونه‌های مختلف را قبل از وقوع نرم شوندگی و بروز تغییر شکل‌های بزرگ مقایسه نمود این پارامتر تعریف می‌شود که نسبت تنش انحرافی اوج به تنش همه جانبه خواهد بود. مقادیر شاخص مقاومت اوج برای آزمایش‌ها صورت گرفته بر روی مخلوط ماسه فیروزکوه و رس کائولین در شکل (۱۳) ارائه شده است. طبق شکل با افزایش زاویه تنش اصلی شاخص مقاومت اوج کاهش می‌یابد بطوریکه تحت زاویه ۶۰ بیشترین کاهش در شاخص مشاهده می‌شود. در بارگذاری تحت زوایای ۱۵ و ۳۰ درجه با افزودن ۳ درصد رس شاخص اندکی افزایش یافته که نشان دهنده کاهش در رفتار انقباضی می‌باشد، لیکن با افزایش بیشتر رس شاخص روند نزولی به خود می‌گیرد. ولی تحت زاویه ۶۰ کاهش شاخص مقاومت اوج در ۵ درصد رس و سپس روند افزایشی با افزایش بیشتر رس مشاهده می‌شود.



شکل ۱۳: شاخص مقاومت اوج نرمال شده در درصد‌های مختلف رس تحت زوایای متغیر تنش اصلی

۳-۳-۳- شاخص رفتار ناهمسانی^{۳۴}

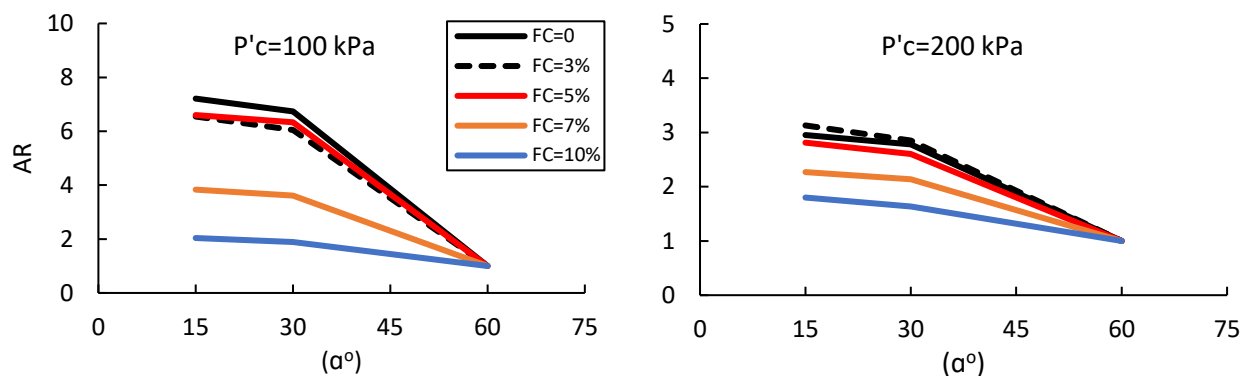
رابطه (۴) پارامتر نسبی رفتار ناهمسانی پیشنهاد شده توسط زارعی و همکاران [۷۴] را نشان می‌دهد. این پارامتر اثرات ناهمسانی نمونه‌ها را در مقادیر مختلف زوایای شیب α ارزیابی می‌کند.

$$AR = \frac{q_{ss}(\alpha)}{q_{ss}(\alpha = 60^\circ)} \quad (4)$$

که در این رابطه $q_{ss}(\alpha)$ مقاومت برشی حالت پایدار (شکل (۱۱)) تحت زوایای مختلف بارگذاری تنش اصلی و $q_{ss}(\alpha = 60^\circ)$ مقاومت برشی حالت پایدار تحت زاویه ۶۰ درجه می‌باشد. مقادیر شاخص ناهمسانی برای آزمایش‌های صورت گرفته بر روی نمونه‌ها در شکل (۱۴) ارائه شده است. مطابق شکل با افزایش تنش همه جانبه شاخص ناهمسانی کمتر می‌شود، همچنین با افزایش درصد ریزدانه رس این نسبت کاهش می‌یابد، به عبارت بهتر با افزایش درصد ریزدانه رفتار ناهمسان کاهش می‌یابد که نتایج حاصل شده با مطالعات بهادری و همکاران [۴۹] مطابقت دارد.

³³ Peak Strength Index

³⁴ Anisotropic Behavior Index



شکل ۱۴: شاخص نسبت ناهمسانی در درصد‌های مختلف رس و تحت زوایای متغیر تنش اصلی

۴- جمع بندی و نتیجه گیری

این مقاله یک بررسی آزمایشگاهی از رفتار تنش-کرنش ناهمسان ماسه‌ها با محتوای کم رس پلاستیک در شرایط زهکشی نشده با استفاده از دستگاه برشی پیچشی استوانه توخالی (TSHCA) ارائه می‌کند. یافته‌ها و نتایج اصلی این مقاله را می‌توان به شرح زیر خلاصه کرد:

۱. رفتار ماسه مورد آزمایش یک رفتار نرم شوندگی کرنشی با کرنش محدود است، این نوع رفتار با حداکثر مقاومت برشی اولیه در یک کرنش کوچک مشخص می‌شود، سپس مقاومت برشی در کرنش متوسط به حداقل مقدار کاهش می‌یابد که این حداقل مقاومت برشی، نقطه شبه پایدار (QSS) نامیده می‌شود و به عنوان نقطه‌ای که رفتار زهکشی نشده از انقباض به اتساع تغییر می‌کند، تعریف می‌شود و پس از دستیابی به حداقل مقاومت، مقاومت برشی به حداکثر مقدار خود با یک سخت‌شدگی مجدد افزایش می‌یابد. با افزایش زاویه تنش اصلی (α) رفتار به وضوح نرم‌شونده و انقباضی‌تر می‌شود و فشار آب منفذی در طول برش زهکشی نشده افزایش یافته است. تحت زاویه ۶۰ درجه رفتار نمونه به شدت انقباضی شده و سخت‌شدگی مجدد به وضوح کاهش می‌یابد. کمترین مقاومت نمونه ماسه تحت این زاویه مشاهده می‌شود که چنین نرم‌شوندگی کرنشی به ناهمسانی ذاتی در ماسه‌های رسوبی نسبت داده می‌شود. این افزایش رفتار نرم‌شوندگی کرنشی موجب افزایش شاخص تردی می‌شود.
۲. تحت زوایای تنش اصلی ۱۵ و ۳۰ درجه با افزودن ۳ درصد رس مقاومت پیک برشی نمونه افزایش اندکی یافته است، این درصد کم احتمالاً فضای خالی بین ذرات ماسه را پر کرده بطوریکه که مقدار معینی از پیوستگی در ماتریس ماسه بدون ایجاد لغزندگی در ذرات فراهم می‌کند، ولی با افزودن درصد بیشتر رس تا ۱۰ درصد مقاومت نمونه‌ها کاهش یافته و رفتار انقباضی‌تر می‌شود، در واقع نمونه‌ها تا ۱۰ درصد رس دارای یک میکرو ساختار باز با مقاومت برشی کم هستند. میزان تغییرات در مقاومت نمونه تحت زاویه ۳۰ درجه کمتر از ۱۵ درجه می‌باشد.
۳. تحت زاویه تنش اصلی ۶۰ درجه (بارگذاری کششی-پیچشی) یک رفتار کاملاً انقباضی و نرم‌شونده در نمونه مشاهده گردید و با افزودن ۵ درصد رس بیشینه کاهش در مقاومت پیک برشی رخ داد که این مقدار کاهش در مقایسه با زوایای ۱۵ و ۳۰ درجه کمتر می‌باشد لیکن با افزایش بیشتر درصد رس بر خلاف زوایای تنش اصلی ۱۵ و ۳۰ درجه افزایش در مقاومت پیک نمونه مشاهده می‌شود، بطوریکه در ۱۰ درصد رس مقدار مقاومت نمونه از ماسه میزبان بیشتر می‌شود که این رفتار را می‌توان به ذات چسبنده ذرات رس و مقاومت در برابر بارگذاری کششی نسبت داد.
۴. در بارگذاری تحت زوایای ۱۵ و ۳۰ درجه با افزودن ۳ درصد رس شاخص تردی اندکی کاهش یافته که نشان‌دهنده کاهش در رفتار انقباضی می‌باشد، لیکن با افزایش بیشتر رس شاخص روند صعودی به خود می‌گیرد. تحت زاویه ۶۰ افزایش شاخص در ۵ درصد و افزایش رفتار انقباضی و سپس روند کاهش با افزایش بیشتر رس مشاهده می‌شود.

۵. در بارگذاری تحت زوایای ۱۵ و ۳۰ درجه با افزودن ۳ درصد رس شاخص مقاومت اوج اندکی افزایش یافته که نشان دهنده کاهش در رفتار انقباضی می‌باشد، لیکن با افزایش بیشتر رس شاخص روند نزولی به خود می‌گیرد. ولی تحت زاویه ۶۰ کاهش شاخص مقاومت اوج در ۵ درصد رس و سپس روند افزایشی با افزایش بیشتر رس مشاهده می‌شود.
۶. در بررسی شاخص نسبی رفتار ناهمسانی مشاهده گردید که با افزایش تنش همه جانبه شاخص ناهمسانی کمتر می‌شود، همچنین با افزایش درصد ریزدانه رس این نسبت کاهش می‌یابد، به عبارت بهتر با افزایش درصد ریزدانه رفتار ناهمسان کاهش می‌یابد که با نتایج موجود در ادبیات فنی مطابقت دارند.
۷. با توجه به اینکه ماسه‌های مخلوط با درصدهای کم ریزدانه رس که طی فرآیند رسوبات طبیعی و یا خاک‌های پر شده در فعالیت‌های انسانی ایجاد شده‌اند، در مطالعات میدانی مختلف و مطالعات خاک‌های روانگرا در جهان مشاهده شده است، لذا مطالعات بیشتری برای بررسی رفتار این دسته از خاک‌ها با انواع ماسه و ریزدانه‌ها بایستی صورت گیرد.

مراجع

- [1] Oda, M. (1972). Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material. *Soils and foundations*, 12(1): 17-36.
- [2] Casagrande, A. (1944). *Shear failure of anisotropic materials*. Boston: Proc. Boston Soc. Civ. Engrs, 74-87.
- [3] Wang, R., et al. (2021). An anisotropic plasticity model incorporating fabric evolution for monotonic and cyclic behavior of sand. *Acta Geotechnica*, 16: 43-65.
- [4] Shi, J., P. Guo, and D. Stolle. (2020). Micromechanical analysis of non-coaxiality between stress and strain increment in granular materials. *Acta Geotechnica*, 15: 2559-2574.
- [5] Senetakis, K. and H. Li. (2027). Influence of stress anisotropy on small-strain stiffness of reinforced sand with polypropylene fibres. *Soils and foundations*, 57(6): 1076-1082.
- [6] Ishihara, K. and I. Towhata. (1983). Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads. *Soils and foundations*, 23(4): 11-26.
- [7] Hight, D., A. Gens, and M. Symes. (1983). The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils. *Geotechnique*, 33(4): 355-383.
- [8] Wrzesiński, G. and Z. Lechowicz. (2015). Testing of undrained shear strength in a hollow cylinder apparatus. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 37(2): 69-73.
- [9] Radjai, F. and E. Azéma. (2009). Shear strength of granular materials. *European journal of environmental and civil engineering*, 13(2): 203-218.
- [10] Wrzesinski, G. and Z. Lechowicz. (2013). *Influence of the rotation of principal stress directions on undrained shear strength*. Annals of Warsaw University of Life Sciences-SGGW. Land Reclamation, 45(2).
- [11] Guo, P.J. and D.F. Stolle. (2005). On the failure of granular materials with fabric effects. *Soils and foundations*, 45(4): 1-12.
- [12] Lade, P. (1989). Experimental observations of stability, instability, and shear planes in granular materials. *Ingenieur-Archiv*, 59(2): 114-123.
- [13] Seed, H.B. (1982). *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. Earthquake engineering research insitutue.
- [14] Ishihara, K. (1989). Cyclic shear strength of fines containing sands. *Earthquake Geotechnical Engineering*, 101-106.
- [15] Chu, J. and W. Leong. (2002). Effect of fines on instability behaviour of loose sand. *Géotechnique*, 52(10): 751-755.
- [16] Zhao, M.-H., X.-J. Zou, and P.X. Zou. (2007). Disintegration characteristics of red sandstone and its filling methods for highway roadbed and embankment. *Journal of materials in civil engineering*, 19(5): 404-410.
- [17] Guo, C. and Y. Cui. (2020). Pore structure characteristics of debris flow source material in the Wenchuan earthquake area. *Engineering Geology*, 267: 10599.
- [18] Salgado, R., P. Bandini, and A. Karim. (2000). Shear strength and stiffness of silty sand. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 126(5): 451-462.

- [19] Peng, D., et al. (2018). Distribution and failure modes of the landslides in Heitai terrace, China. *Engineering Geology*, 236: 97-110.
- [20] Jradi, L., et al. (2022). Influence of low fines content on the liquefaction resistance of sands. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 26(12): 6012-6031.
- [21] Dezfulian, H. (1982). Effects of silt content on dynamic properties of sandy soils. In: *proceedings of the eighth world conference on earthquake engineering*, 63-70.
- [22] Amini, F. and G. Qi. (2000). Liquefaction testing of stratified silty sands. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 126(3): 208-217.
- [23] Stamatopoulos, C.A. (2010). An experimental study of the liquefaction strength of silty sands in terms of the state parameter. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(8): 662-678.
- [24] Papadopoulou, A. and T. Tika. (2008). The effect of fines on critical state and liquefaction resistance characteristics of non-plastic silty sands. *Soils and foundations*, 48(5): 713-725.
- [25] Throncoso, J. and R. Verdugo. (1985). Silt content and dynamic behavior of tailing sands. In: *International conference on soil mechanics and foundation engineering*, 11.
- [26] Ohsaki, Y. (1970). Effects of sand compaction on liquefaction during the Tokachioki earthquake. *Soils and foundations*, 10(2): 112-128.
- [27] Tokimatsu, K. and Y. Yoshimi. (1983). Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content. *Soils and foundations*, 23(4): 56-74.
- [28] Zeng, Y., et al. (2023). Equivalent Compression Curve for Clay-Sand Mixtures Using Equivalent Void-Ratio Concept. *International Journal of Geomechanics*, 23(2): 06022039.
- [29] Georgiannou, V., D. Hight, and J. Burland. (1991). Behaviour of clayey sands under undrained cyclic triaxial loading. *Géotechnique*, 41(3): 383-393.
- [30] Yamamuro, J.A. and P.V. Lade. (1998). Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 124(9): 868-877.
- [31] Chang, C.S. and Z.-Y. Yin. (2011). Micromechanical modeling for behavior of silty sand with influence of fine content. *International Journal of Solids and Structures*, 48(19): 2655-2667.
- [32] Yamamuro, J.A. and K.M. Covert. (2001). Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(4): 314-324.
- [33] Verdugo, R. and K. Ishihara. (1996). The steady state of sandy soils. *Soils and foundations*, 36(2): 81-91.
- [34] Koester, J.P. (1994). The influence of fines type and content on cyclic strength. In: *Ground failures under seismic conditions*, ASCE.
- [35] Polito, C.P. (1999). *The effects of non-plastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soils*. Ph.D thesis. Virginia Polytechnic Institute and State University.
- [36] Ghahremani, M. and A. Ghalandarzadeh. (2006). Effect of plastic fines on cyclic resistance of sands. In: *Soil and rock behavior and modeling*, 406-412.
- [37] Bouferra, R. and I. Shahrour. (2004). Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand. *Proceedings of the Institution of civil engineers-ground improvement*, 8(1): 1-5.
- [38] Ni, Q., et al. (2004). Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils. *Géotechnique*, 54(9): 561-569.
- [39] Talamkhani, S. and S.A. Naeni. (2021). The undrained shear behavior of reinforced clayey sand. *Geotechnical and Geological Engineering*, 39: 265-283.
- [40] Saada, A (1988). *Hollow cylinder torsional devices: Their advantage and limitations, advanced triaxial testing of soil and rock*. USA: ASTM STP, 977: 766-789
- [41] Gutierrez, M., K. Ishihara, and I. Towhata. (1991). Flow theory for sand during rotation of principal stress direction. *Soils and foundations*, 31(4): 121-132.
- [42] Lade, P.V., J. Nam, and W.P. Hong. (2008). Shear banding and cross-anisotropic behavior observed in laboratory sand tests with stress rotation. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(1): 74-84.
- [43] Rodriguez, N.M. and P.V. Lade. (2013). Effects of principal stress directions and mean normal stress on failure criterion for cross-anisotropic sand. *Journal of Engineering Mechanics*, 139(11): 1592-1601.

- [44] Yang, L.-T., et al. (2013). A laboratory study of anisotropic geomaterials incorporating recent micromechanical understanding. *Acta Geotechnica*, 11: 1111-1129.
- [45] Uthayakumar, M. and Y. (1998). Static liquefaction of sands under multiaxial loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(2): 273-283.
- [46] Symes, M., A. Gens, and D. Hight. (1984). Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand. *Géotechnique*, 34(3): 11-27.
- [47] Zamanian, M. (2022). Evaluation of the effect of anisotropy on the shear modulus with dissipated energy approach. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 9(7): 101-114. (In Persian)
- [48] Yoshimine, M., K. Ishihara, and W. Vargas. (1998). Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand. *Soils and Foundations*, 38(3): 179-188.
- [49] Bahadori, H., A. Ghalandarzadeh, and I. Towhata. (2008). Effect of non plastic silt on the anisotropic behavior of sand. *Soils and Foundations*, 48(4): 531-545.
- [50] Cai, Y., et al. (2008). Noncoaxial behavior of sand under various stress paths. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(8): 1381-1395.
- [51] Jardine, R., L. Zdravkovic, and E. Porovic. (1999). Anisotropic consolidation including principal stress axis rotation: experiments, results and practical implications. In: *13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg, Germany.*
- [52] Kumruzzaman, M. and J.-H. Yin. (2010). Influences of principal stress direction and intermediate principal stress on the stress-strain-strength behaviour of completely decomposed granite. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(2): 164-179.
- [53] Xiong, H., et al. (2016). Experimental study of drained anisotropy of granular soils involving rotation of principal stress direction. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 20(4): 431-454.
- [54] Sivathayalan, S. and Y. Vaid. (2002). Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1): 63-76.
- [55] Zhang, K., Z. Yin, and G. Mei. (2003). Development of the study on soil anisotropy. *Journal of Rock and Soil Mechanics*, 25(9).
- [56] Khayat, N., A. Ghalandarzadeh, and M.K. Jafari. (2014). Grain shape effect on the anisotropic behaviour of silt-sand mixtures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, 167(3): 281-296.
- [57] Sabbar, A.S. (2018). *Characterisation of Static Liquefaction of Sand with Different Mixtures of Fines*. Ph.D thesis. Virginia Polytechnic Institute and State University.
- [58] ASTM, ASTM. D4253. (2006). *Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table*, West Conshohocken, PA, USA: ASTM International.
- [59] ASTM, ASTM. D4254. (2006). *Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density*, West Conshohocken, PA, USA: ASTM International
- [60] Miura, S. and S. Toki. (1982). A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand. *Soils and foundations*, 22(1): 61-77.
- [61] ASTM, ASTM. D4767. (2020). *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*, West Conshohocken, PA, USA: ASTM International
- [62] Yang, J., S. Savidis, and M. Roemer. (2004). Evaluating liquefaction strength of partially saturated sand. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(9): 975-979.
- [63] Bouferra, R., N. Benseddiq, and I. Shahrour. (2007). Saturation and preloading effects on the cyclic behavior of sand. *International journal of geomechanics*, 7(5): 396-401.
- [64] Bayat, E. and M. Bayat. (2013). Effect of grading characteristics on the undrained shear strength of sand: review with new evidences. *Arabian Journal of Geosciences*, 6: 4409-4418.
- [65] Cherif Taiba, A., et al. (2018). Experimental characterization of the undrained instability and steady state of silty sand soils under monotonic loading conditions. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 12(5): 513-529.
- [66] Arthur, J. and B. Menzies. (1972). Inherent anisotropy in a sand. *Geotechnique*, 22(1): 115-128.
- [67] Li, X. and H.-S. Yu. (2009). Influence of loading direction on the behavior of anisotropic granular materials. *International Journal of Engineering Science*, 47(11): 1284-1296.

- [68] Seyedi Hosseininia, E. (2012). Investigating the micromechanical evolutions within inherently anisotropic granular materials using discrete element method. *Granular Matter*, 14(4): 483-503.
- [68] Yoshimine, M. and K. Ishihara. (1998). Flow potential of sand during liquefaction. *Soils and foundations*, 38(3): 189-198.
- [70] Castro, G. (1969). *Liquefaction of sands*. Harvard soil mechanics series. Harvard Univ. 81.
- [71] Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 43(3): 351-451.
- [72] Bishop, A.W. (1971). Shear strength parameters for undisturbed and remolded soil specimens. In: *Roscoe Memorial Symp.*
- [73] Keramatikerman, M., et al. (2018). Effect of flyash on liquefaction behaviour of sand-bentonite mixture. *Soils and foundations*, 58(5): 1288-1296.
- [74] Zarei, C., H. Soltani-Jigheh, and K. Badv. (2019). Effect of inherent anisotropy on the behavior of fine-grained cohesive soils. *International Journal of Civil Engineering*, 17: 687-697.