



## Effect of Non-plastic Silt and Kaolin Clay Fines on Undrained Shear Strength of Sandy Soils Under Monotonic Loading

Hadi Bahadori<sup>1\*</sup>, Vahid Mohammadi<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Professor, Department of Civil Engineering, Urmia University, Urmia, Iran.

<sup>2</sup>PhD, Department of Civil Engineering, Urmia University, Urmia, Iran.

### ARTICLE INFO

#### Article Type:

Original Research

**Received:** 03.12.2024

**Revised:** 05.08.2024

**Accepted:** 06.11.2024

#### Keyword:

Kaolin Clay  
Firoozkuh Sand  
Torsional Shear Hollow  
Cylindrical Apparatus (HCA)  
Contractive Behavior  
Brittleness Index

#### \*Corresponding Author:

Hadi Bahadori

**Email:** [h.bahadori@urmia.ac.ir](mailto:h.bahadori@urmia.ac.ir)

### ABSTRACT

Most natural sandy deposits contain low amounts of fine content (clay and silt) that have complicated effects on the undrained behaviour of sands. In this research, the effect of low fine content (clay kaolin and Firuzkoh silt) on the undrained behaviour of sands with five percentages of fine grains (0, 3, 5, 7 and 10%) was investigated. For this purpose, 18 undrained compressive tests were carried out using strain control Torsional Shear Hollow Cylindrical Apparatus (HCA) on Firozkouh sand. The specimens were prepared in the laboratory by the Dry Funnel Deposition Method and consolidated under  $P^c = 100$  and  $200$  kPa. By adding silt particles of up to 5%, the peak strength of the specimen increased (about 18.5%) and then by adding 5% of silt the peak strength decreased (about 13%) leading to an increase in the brittleness index and sensitivity to static liquefaction. With the addition of kaolin clay, a downward dominant trend in strength was observed (about 22% decrease in 10% clay) and the contractive behaviour increased. This result can be attributed to the nature of clay as the accumulation of clay particles on the contact surface of sand grains leads to the creation of an open microstructure with loose connections.



---

**EXTENDED ABSTRACT**


---

### Introduction

Based on geotechnical data, pure sand mixed with clay and silt is not usually found in engineering sites and is mostly found as a mixture of sand with low clay and silt content. These soils may exhibit complex undrained behaviour such as static liquefaction. Therefore, the presence of fine grains significantly affects the engineering and behavioural characteristics of sandy soils. Many researchers have studied the effects of fine grains on the strength of sands, but they have mostly concentrated in the range above 10%. Considering the extent of soils containing low percentages of fine grains and the different behaviour of sand containing low and high percentages of fine grains, studies on the simultaneous effect of low amounts of fine grains from two types of clay and silt on the same host sand are essential. According to the mentioned cases, this research investigates the effect of low content of kaolin clay and Firuzkoh silt on the undrained behaviour of Firozkoh sand with five percentages of fine grains (0, 3, 5, 7 and 10%) and using a Hollow Cylindrical Apparatus (HCA) the present research discusses and provides several interpretations of the behavioural mechanism.

### Methodology

The sand used in this research was Firuzkoh sand, which is also called sand 161. The used non-plastic fine grain was Firuzkoh silt and the plastic fine grain used was kaolin clay with low plasticity. The physical characteristics of the soils used in this study are presented in Table (1). The information on the tests is presented in Table (2).

**Table 1. Physical properties of tested materials.**

Material	Soil type	PI	PL	LL	C <sub>c</sub>	C <sub>u</sub>	G <sub>s</sub>
Firuzkoh sand	SP	-	-	-	0.88	1.87	2.65
kaolin clay	CL	21	28	49	-	-	2.62
Silt	ML	2	22	24	-	-	2.67

**Table 2. Data of the tests.**

Test	FC	Fine	P'c	e <sub>min</sub>	e <sub>max</sub>	e	Dr %
F-0-100	0	-	100	0.548	0.874	0.738	41.7
F-0-200	0	-	200	0.548	0.874	0.727	45
C-3-100	3	Clay	100	0.525	0.895	0.736	43
C-3-200	3	Clay	200	0.525	0.895	0.726	45.6
C-5-100	5	Clay	100	0.512	0.905	0.733	43.9
C-5-200	5	Clay	200	0.512	0.905	0.723	46.4
C-7-100	7	Clay	100	0.5	0.912	0.725	45.4
C-7-200	7	Clay	200	0.5	0.912	0.714	48
C-10-100	10	Clay	100	0.487	0.92	0.69	51
C-10-200	10	Clay	200	0.487	0.92	0.685	54.2
S-3-100	3	Silt	100	0.529	0.885	0.734	42.4
S-3-200	3	Silt	200	0.529	0.885	0.724	45.2
S-5-100	5	Silt	100	0.519	0.892	0.732	42.9
S-5-200	5	Silt	200	0.519	0.892	0.722	45.5

Test	FC	Fine	P'c	$e_{min}$	$e_{max}$	e	Dr %
S-7-100	7	Silt	100	0.508	0.9	0.722	45.4
S-7-200	7	Silt	200	0.508	0.9	0.71	48.5
S-10-100	10	Silt	100	0.491	0.911	0.691	52.3
S-10-200	10	Silt	200	0.491	0.911	0.678	55.4

## Results and discussion

The behaviour of sand in this research was similar to the loose sand, which is a strain-softening behaviour with limited strain. This type of behaviour is characterized by the initial maximum shear strength at a small strain, then the shear strength is decreased to a minimum value at an average strain, which is called the quasi-steady state point. As the point the undrained behaviour changes from contraction to dilation, defined after the minimum strength is reached, the shear strength is increased to its maximum value with re-hardening strain and the pore water pressure is decreased to its minimum value at large strain (Figure 1).

In Figure 2, the effect of adding different percentages of clay on the behaviour of sand is presented. Based on the results, with the addition of 3% clay, the peak shear strength of the sample increased slightly, this small percentage probably filled the space between the sand particles so that it provided a certain amount of continuity in the sand matrix without causing slippage in the particles. However, by adding more percentage of clay of up to 10%, the strength of the samples decreased and the behaviour became more contractive.

In Figure 2, the effect of adding different percentages of silt on the behaviour of sand is illustrated. Based on the obtained results, adding silt particles to the host sand of up to 5%, the shear strength of the sample increased to the maximum value (about 18.5%), then with the increase of silt up to 10%, the strength of the sample decreased. It should be noted that with a silt content of 10%, the strength of the sample was lower than the host sand (about 13%).

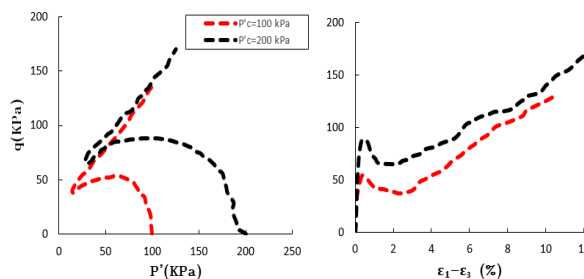


Figure 1. Undrained shear behaviour of clean sand.

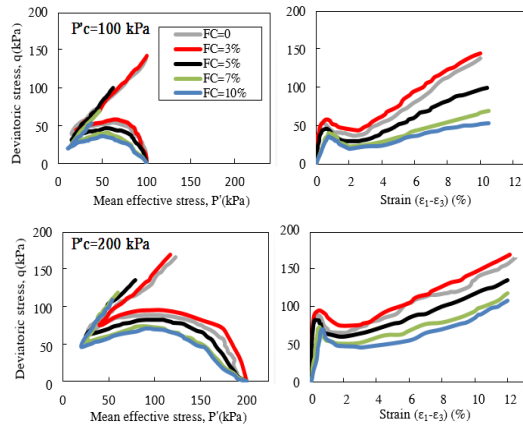


Figure 2. Effect of clay on the behaviour of sand.

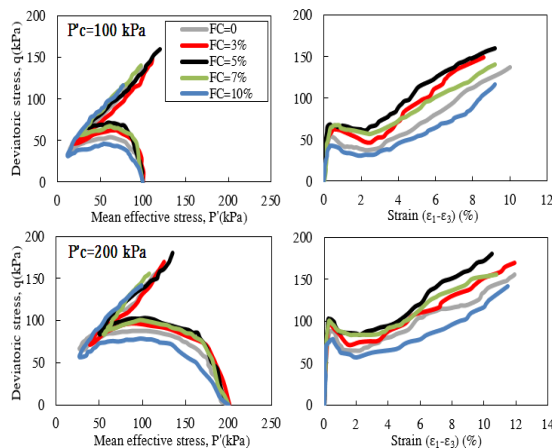


Figure 3. Effect of silt on the behaviour of sand.

### Conclusion

This paper presents an experimental study of the stress-strain behaviour of sands with low kaolin and silt content in undrained conditions. The main findings and results of this article can be summarized as follows.

With the addition of 3% clay, the peak shear strength of the sample increased slightly, this small percentage probably filled the space between the sand particles so that it provided a certain amount of continuity in the sand matrix without causing slippage in the particles, but with the addition of a higher percentage, the strength of the clay samples decreased by up to 10% and the behaviour became more contractive.

By adding 5% silt particles to the host sand, the shear strength of the sample increased to the maximum value, and then by increasing the amount of silt by up to 10%, the strength of the sample decreased. However, in 7% silt, the strength was higher than pure sand, but in 10% silt, the strength of the sample was lower than the host sand (approximately 13%).



## تأثیر ریزدانه‌های سیلت غیرپلاستیک و رس کائولین بر مقاومت برشی زهکشی نشده خاک ماسه‌ای تحت بارگذاری یکنواخت

هادی بهادری<sup>۱\*</sup>، وحید محمدی<sup>۲</sup>

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

### چکیده

### اطلاعات مقاله

بیشتر رسوبات ماسه دارای مقادیر کم ریزدانه (رس و سیلت) هستند که تأثیرات پیچیده‌ای بر رفتار زهکشی‌نشده ماسه‌ها دارند. در این تحقیق تأثیر مقادیر کم ریزدانه (رس کائولین و سیلت فیروزکوه) بر رفتار زهکشی‌نشده ماسه با پنج درصد ریزدانه (۰، ۳، ۵، ۷ و ۱۰ درصد) بررسی می‌شود. بدین منظور ۱۸ آزمایش زهکشی‌نشده فشاری با استفاده از دستگاه برش پیشگی استوانه‌ای توخالی کنترل کرنش (HCA) روی ماسه فیروزکوه انجام می‌شود. نمونه‌ها در آزمایشگاه با روش ریزشی خشک با قیف تهیه شد و تحت دو تنش مؤثر اولیه ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلو پاسکال تحکیم می‌شوند. با افزایش مقدار ریزدانه سیلت تا ۵ درصد مقاومت اوج ماسه افزایش می‌یابد (حدود ۱۸/۵ درصد) و پس از آن با افزایش تا ۱۰ درصد سیلت کاهش در مقاومت اوج (حدود ۱۳ درصد) و افزایش در شاخص تردی و حساسیت به روانگرایی استاتیکی مشاهده می‌شود. در حالی که افزودن ریزدانه رس کائولین، یک روند غالب نزولی در مقاومت اوج مشاهده می‌شود (حدود ۲۲ درصد کاهش در ۱۰ درصد رس) و رفتار انقباضی افزایش می‌یابد. این نتیجه را می‌توان به ماهیت رس نسبت داد که تجمع ذرات رس در سطح تماس دانه‌های ماسه منجر به ایجاد یک میکروساختار باز با اتصالات سست می‌شود.

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

دریافت مقاله: ۱۴۰۲/۱۲/۲۲

بازنگری مقاله: ۱۴۰۳/۰۲/۱۹

پذیرش مقاله: ۱۴۰۳/۰۳/۲۲

### کلید واژگان:

رس کائولین  
ماسه فیروزکوه  
دستگاه برش پیشگی استوانه‌ای  
توخالی  
رفتار انقباضی  
شاخص تردی

\*نویسنده مسئول: هادی بهادری

پست الکترونیکی:

[h.bahadori@urmia.ac.ir](mailto:h.bahadori@urmia.ac.ir)



## مقدمه

بر اساس داده‌های ژئوتکنیکی، خاک ماسه خالص و مخلوط با رس و سیلت معمولاً در سایت‌های مهندسی یافت نمی‌شوند و بیشتر به صورت مخلوطی از ماسه با درصد کم رس و سیلت یافت می‌شوند [۱]. این مخلوط‌ها در سراسر جهان در اثر رسوبات طبیعی و خاک‌های پر شده در فعالیت‌های انسانی ایجاد می‌شوند. این خاک‌ها ممکن است رفتار پیچیده زهکشی نشده مانند روانگرایی استاتیکی<sup>۱</sup> تحت بارگذاری استاتیکی را از خود نشان دهند [۲؛ ۳] از این رو وجود ریزدانه‌ها به طور قابل توجهی بر ویژگی‌های مهندسی و رفتاری خاک‌های ماسه تأثیر می‌گذارد. دلیل این اثر قوی را می‌توان به چگالی نسبی، شاخص خمیری<sup>۲</sup> ریزدانه‌ها، ساختار مخلوط ماسه-ریزدانه<sup>۳</sup>، توزیع اندازه دانه و شرایط تنش مرتبط دانست. تأثیر انواع ریزدانه‌های پلاستیکی (رس کائولین<sup>۴</sup>) و غیرپلاستیکی (سیلت<sup>۵</sup>) بر رفتار استاتیکی زهکشی نشده خاک‌های ماسه در چند دهه اخیر مورد توجه قرار گرفته است. درک خوب از رفتار این خاک‌ها مستلزم مطالعات میدانی و آزمایشگاهی است.

مطالعات صورت گرفته در این موضوع را می‌توان در دو بخش بررسی رفتار ماسه‌های مخلوط با درصد کم ریزدانه و مخلوط با درصد بالای ریزدانه دسته‌بندی کرد. جدول ۱ خلاصه مطالعات منتشر شده مربوط به تأثیر ریزدانه (درصد بالا) بر رفتار خاک‌های ماسه‌ای را ارائه می‌کند.

جدول ۱. خلاصه مطالعات منتشر شده مربوط به تأثیر ریزدانه (درصد بالا) بر رفتار خاک‌های ماسه‌ای.

مرجع	مصالح و آزمایش‌ها	نتیجه مطالعه
چماق <sup>۶</sup> و همکاران [۴]	سمحوری زهکشی نشده	افزایش تراکم پذیری بافت خاک - کاهش قابل توجه مقاومت خاک
مورتی <sup>۷</sup> و همکاران [۵]	سمحوری زهکشی نشده بر روی ماسه اتاوا <sup>۸</sup> حاوی ۱۵ درصد سیلت غیرپلاستیک	وجود سیلت در ماسه تمیز انقباضات نمونه را افزایش می‌دهد و زاویه اصطکاک حالت پایدار با افزایش مقدار سیلت در نتیجه ایجاد ساختار خوب با ترکیب سیلت افزایش می‌یابد.
هوانگ <sup>۹</sup> و همکاران [۶]	سه محوری زهکشی نشده بر روی ماسه مای لیو <sup>۱۰</sup> با مقادیر سیلت تا ۵۰ درصد	زاویه اصطکاک تقریباً با تغییر مقدار ریزدانه ثابت است لیکن افزایش رفتار نرم‌شوندگی با افزایش درصد ریزدانه قابل مشاهده است.
بلخاتیر <sup>۱۱</sup> و همکاران [۷]	سمحوری زهکشی نشده بر روی ماسه چلف <sup>۱۲</sup> حاوی ریزدانه سیلت تا ۵۰ درصد	افزایش رفتار نرم‌شوندگی با افزایش درصد ریزدانه در سه وضعیت تراکم مختلف (سست، متوسط و متراکم)

<sup>1</sup> Static Liquefaction

<sup>2</sup> Plasticity Index

<sup>3</sup> Sand-Fines Fabric

<sup>4</sup> Kaolin Clay

<sup>5</sup> Silt

<sup>6</sup> Chemmam

<sup>7</sup> Murthy

<sup>8</sup> Ottawa Sand

<sup>9</sup> Huang

<sup>10</sup> Mai Liao Sand

<sup>11</sup> Belkhatir

<sup>12</sup> Chlef Sand

مرجع	مصالح و آزمایش‌ها	نتیجه مطالعه
نائینی و بازیار <sup>۱</sup> [۸] و ماهشواری و پاتل <sup>۲</sup> [۹]	سه‌محوری زهکشی نشده	ماسه‌های رسوبی حاوی سیلت بیشتر از ماسه تمیز در معرض روانگرایی هستند. ویژگی‌های تغییر شکل و ایجاد فشار منفذی در نمونه‌های ماسه سیلته با ماسه تمیز متفاوت است.
کریم <sup>۳</sup> و همکاران [۱۰]	سه‌محوری زهکشی نشده	رفتار زهکشی نشده مخلوط‌های ماسه و رس به مقادیر رس، ویژگی‌های دانه‌بندی و میانگین قطر ذرات مخلوط وابسته است.
بوفرا و شهرور <sup>۴</sup> [۱۱]	سه‌محوری زهکشی نشده بر روی ماسه هوستون <sup>۵</sup> حاوی تا ۲۰ درصد رس	کاهش مقاومت با افزایش ۱۵ درصد رس و معکوس شدن این روند با افزودن ۲۰ درصد رس که نشان‌دهنده بازیابی رفتار اتساعی و در نتیجه افزایش مقاومت خاک می‌باشد.
تلم خانی و نعیمی [۱۲]	سه‌محوری زهکشی نشده بر روی ماسه حاوی ۳۰ درصد رس کائولین	وجود خاک رس باعث تغییر رفتار نمونه‌ها از حالت اتساعی به انقباضی می‌شود و مقاومت برشی زهکشی نشده کاهش می‌یابد.
تسای <sup>۶</sup> و همکاران [۱۳]	سه‌محوری زهکشی نشده بر روی ماسه حاوی ریزدانه پلاستیک ۱۷ الی ۶۱ درصد	افزایش مقاومت نمونه‌ها در برابر روانگرایی استاتیکی را گزارش کردند.

همان‌طور که مشاهده می‌شود اگرچه پژوهشگران بسیاری تأثیرات ریزدانه بر رفتار ماسه‌ها را مطالعه کرده‌اند ولی بیشتر در محدوده بالای ۱۰ درصد (درصد بالا) متمرکز شده‌اند [۱۴]. نتایج تعدادی از آزمایش‌های فشاری سه‌محوره که بر روی مخلوط‌های ماسه میزبان و ریزدانه‌های کمتر از ۱۰ درصد انجام شده، نشان می‌دهند که حتی مقدار کم ریزدانه ممکن است به‌طور قابل توجهی بر رفتار زهکشی نشده ماسه تأثیرگذار باشد [۱۵-۱۷]. جدول ۲ خلاصه مطالعات محدود منتشرشده مربوط به تأثیر ریزدانه (درصد کم) بر رفتار خاک‌های ماسه‌ای را ارائه می‌کند.

#### جدول ۲. خلاصه مطالعات منتشرشده مربوط به تأثیر ریزدانه (درصد کم) بر رفتار خاک‌های ماسه‌ای.

مرجع	مصالح و آزمایش‌ها	نتیجه مطالعه
گراتچف <sup>۷</sup> و همکاران [۱۷]	ماسه حاوی رس کمتر از ۱۵ درصد	مقدار کم رس (۷ درصد) می‌تواند باعث روان شدن سریع شود، در حالی که مقدار رس بیشتر از ۱۱ درصد می‌تواند مقاومت خاک در برابر روانگرایی افزایش دهد.
سید <sup>۸</sup> و همکاران [۱۸]	بررسی تأثیر مقادیر رس بر خاک‌های دانهای با استفاده از داده‌های میدانی	در بیشتر رویدادهای روانگرایی، زمین از ماسه‌هایی با مقدار رس کمتر از ۱۵ درصد تشکیل شده است و محتوای خاک رس بزرگ‌تر از ۱۵ درصد معمولاً باعث افزایش مقاومت خاک می‌شود.
جرادی <sup>۹</sup> و همکاران [۱۵]	سه‌محوری زهکشی نشده بر روی ماسه فونتین بلو <sup>۱۰</sup> حاوی ۵ درصد ریزدانه سیلیکا غیر پلاستیک	افزودن ریزدانه باعث افزایش مقاومت اوج نمونه‌ها می‌شود. این تأثیر حتی در نمونه تحت دانسیته اولیه ۱۰ درصد که یک رفتار نرم‌شونده دارد، مشاهده شده است.

<sup>1</sup> Naeini & Baziar

<sup>2</sup> Maheshwari & Patel

<sup>3</sup> Krim

<sup>4</sup> Bouferra & Shahrour

<sup>5</sup> Hoston Sand

<sup>6</sup> Tsai

<sup>7</sup> Gratchev

<sup>8</sup> Seed

<sup>9</sup> Jradi

<sup>10</sup> Fontainebleau Sand

مرجع	مصالح و آزمایش‌ها	نتیجه مطالعه
یامامورو و لید <sup>۱</sup> [۱۶]	سه‌محوری زهکشی‌نشده بر روی ماسه سست نوادا <sup>۲</sup> با مقادیر سیلت ۷ درصد	وجود درصد کم ۷ درصد ریزدانه سیلت (۷ درصد باعث رفتار معکوس می‌شود. به عبارت ساده‌تر ماسه با ۷ درصد سیلت رفتار پایداری نسبت به ماسه خالص دارد.

شایان ذکر است که هنگام مطالعات تأثیر ریزدانه بر رفتار ماسه باید به مفهوم مقدار ریزدانه آستانه توجه کرد زیرا اگر مقادیر ریزدانه کمتر از مقدار ریزدانه آستانه (۲۰ تا ۳۵ درصد برای بیشتر خاک‌های مخلوط [۱۹؛ ۲۰]) باشد، رفتار مخلوط توسط ماتریس ماسه کنترل می‌شود (ماسه‌محور) و با افزایش ریزدانه، ماتریس متشکل از ریزدانه‌ها بر رفتار خاک غالب می‌شود (ریزدانه‌محور) بنابراین رفتار ریزدانه حاوی ماسه مورد بررسی قرار می‌گیرد. به‌طور خلاصه، مطالعات موجود در ادبیات فنی (ارائه‌شده در جداول ۱ و ۲) ماسه‌های مخلوط با خاک رس یا سیلت را به‌طور جداگانه در نظر گرفته‌اند لیکن خواص سیلت و رس متفاوت است و هر دو ریزدانه تأثیرات متفاوتی بر رفتار برشی زهکشی‌نشده ماسه میزبان نشان می‌دهند. از سوی دیگر مطالعات محدودی بر روی رفتار زهکشی‌نشده ماسه مخلوط با مقادیر کم سیلت و رس صورت گرفته است. با توجه به گستره وجود خاک‌های حاوی درصد کم ریزدانه و رفتار متفاوت ماسه حاوی درصد کم و زیاد ریزدانه که در ادبیات فنی نیز به آن اشاره شده است [۱۶] مطالعات تأثیر همزمان مقدار کم ریزدانه از دو نوع رس و سیلت بر رفتار ماسه میزبان یکسان امری ضروری است. با توجه به موارد ذکرشده روند و اهداف این مقاله پژوهشی را می‌توان به قرار زیر بیان کرد:

- ۱- بررسی تأثیر رس کائولین و سیلت فیروزکوه بر رفتار زهکشی‌نشده ماسه میزبان یکسان (ماسه فیروزکوه) با تأکید بر درصد کم ریزدانه
- ۲- استفاده از پنج درصد ریزدانه (۰، ۳، ۵، ۷ و ۱۰ درصد) و انجام آزمایش‌ها با استفاده از دستگاه برش پیچشی استوانه‌ای توخالی<sup>۳</sup>
- ۳- ارائه نتایج در چهارچوب نمودارهای تنش- کرنش و مسیر تنش
- ۴- تفسیر نتایج و بررسی مکانیسم‌های رفتاری

## برنامه آزمایشگاهی

### مشخصات مصالح

ماسه مورد استفاده در این پژوهش، ماسه فیروزکوه است که به اختصار ماسه ۱۶۱ نامیده می‌شود. این ماسه رنگ زرد متمایل به طلایی (شکل ۱-الف) دارد و از دانه‌های سیلیسی خردشده و گرد تشکیل شده است. ریزدانه غیرپلاستیک مورد استفاده سیلت فیروزکوه به رنگ قهوه‌ای با دانه‌بندی همگن می‌باشد (شکل ۱-ب). شاخص پلاستیسیته سیلت حدود ۲ می‌باشد و با توجه به اینکه کمتر از ۵ درصد است می‌توان آن را غیرپلاستیک در نظر گرفت. ریزدانه پلاستیک مورد استفاده از نوع رس کائولین با پلاستیسیته پایین است (شکل ۱-ج). کائولین از هوازدگی شیمیایی مواد معدنی سیلیکات آلومینیوم مانند فلدسپات تولید می‌شود [۲۱]. خصوصیات فیزیکی خاک‌های مورد استفاده در این مطالعه در جدول ۳ و نتایج آنالیز شیمیایی مصالح ریزدانه در جدول (۴) ارائه شده است. منحنی دانه‌بندی مصالح نیز در شکل ۲ ارائه شده است.

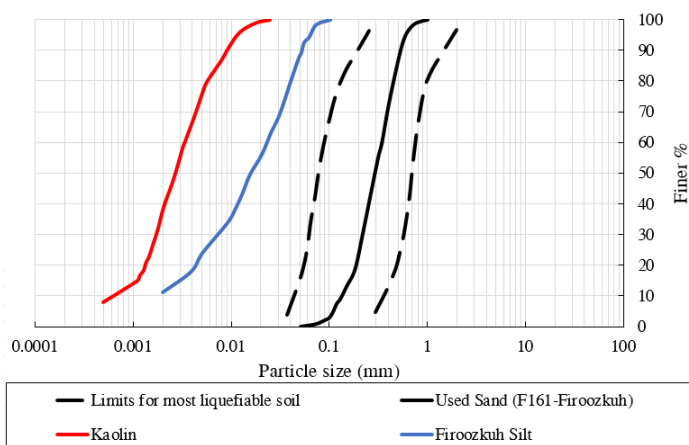
<sup>1</sup> Yamamuro & Lade

<sup>2</sup> Nevada Sand

<sup>3</sup> Hollow Cylindrical Apparatus



شکل ۱. مصالح مورد در پژوهش.



شکل ۲. منحنی دانه‌بندی مصالح.

جدول ۳. خصوصیات فیزیکی مصالح.

مصالح	$G_s$	$e_{max}$	$e_{min}$	$C_u$	$C_c$	LL	PL	PI	رده‌بندی
ماسه فیروزکوه ۱۶۱	۲/۶۵	۰/۸۷۴	۰/۵۴۸	۱/۸۷	۰/۸۸	-	-	-	SP
رس کائولین	۲/۶۲	-	-	-	-	۴۹	۲۸	۲۱	CL
سیلت فیروزکوه	۲/۶۷	۱/۲۱	۰/۶۱۲	-	-	۲۴	۲۲	۲	ML

جدول ۴. تجزیه و تحلیل شیمیایی مصالح ریزدانه.

مصالح	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	TiO <sub>2</sub>	SO <sub>3</sub>	LOI
سیلت	۷۸/۲	۵/۸۷	۴/۱۲	۲/۸۲	۰/۳۵	۰/۴۲	۰/۱۱	۰/۳	۰/۱۳	۷/۶۸
رس	۵۸/۳	۲۹/۵۷	۰/۸۷	۰/۵۳	۰/۳۱	۰/۲۳	۰/۱	۰/۴	۰/۰۸	۹/۶۱

### وسيله آزمایش

در این تحقیق از دستگاه برشی پیچشی استوانه توخالی استفاده می‌شود که برخلاف دستگاه برش سه‌محوری مرسوم کنترل بر جهت‌های تنش اصلی امکان‌پذیر است. از این‌رو یک کنترل بر روی هر دو جهت تنش اصلی و نسبت تنش اصلی میانی در رویکرد مسیر تنش اعمال می‌شود بنابراین امکان بررسی بهتر رفتار تنش- کرنش (پس از اوج) و مسیر تنش از بارگذاری فشاری تا کششی فراهم شده است که در این تحقیق از بارگذاری فشاری استفاده می‌شود.

## آماده‌سازی نمونه

روش‌های مختلفی برای ساخت نمونه خاک‌های دانه‌ای در آزمایشگاه وجود دارد. خاک پایه می‌تواند مرطوب، خشک یا اشباع باشد. نمونه را می‌توان به‌صورت ریزشی ریخت یا با ضربه‌زدن نمونه را فشرده کرد که در این مطالعه از روش ریزشی خشک با قیف<sup>۱</sup> به‌عنوان تکنیک تهیه نمونه استفاده شده است که می‌توان نمونه یکنواختی را تهیه کرد [۲۲-۲۴]. تعداد زیادی از محققان تکنیک آماده‌سازی رسوبی خشک با قیف را مناسب‌ترین روش برای ارزیابی مقاومت ماسه‌ها می‌دانند [۲۵؛ ۲۶]. ابعاد نمونه ۱۲ سانتی‌متر ارتفاع و قطر داخلی و خارجی ۶ و ۱۰ سانتی‌متر است. مخلوط ماسه و ریزدانه طبق استاندارد ASTM-D۴۲۵۴ [۲۷] به کمک قیف بلند (با دهانه حدود ۱۲ میلی‌متر) که در کف داخل قالب قرار می‌گیرد با ارتفاع سقوط تقریباً صفر (برای جلوگیری از بهم‌خوردن همگنی نمونه) ریخته می‌شود. شکل ۳ به‌طور شماتیک نحوه ساخت نمونه به روش ریزشی خشک با قیف را همراه با یک نمونه واقعی نشان می‌دهد. مراحل ساخت و آماده‌سازی نمونه برای مرحله اشباع و بارگذاری را می‌توان در ۶ قسمت کلی بیان کرد:

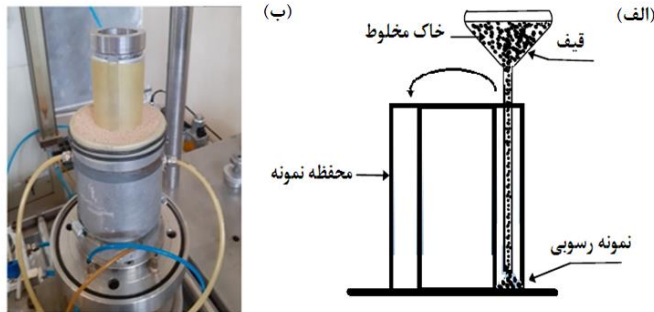
- ۱- تثبیت دو غشای لاتکس نازک داخلی و خارجی بر روی پایه سلول نمونه
  - ۲- مونتاژ قالب بیرونی و داخلی و اعمال وکیوم به قالب بیرونی و چسبیدن لاتکس به جداره قالب
  - ۳- ریختن نمونه داخل محفظه و قراردادن کفه بالایی و اعمال وکیوم به داخل نمونه برای ثابت‌شدن نمونه
  - ۴- جداکردن قالب‌ها و قراردادن چهار پایه محیطی
  - ۵- مونتاژ محفظه سلول و کلاهک فوقانی
  - ۶- پر کردن محفظه داخلی و بیرونی با آب هواگیری‌شده به‌طور همزمان.
- جرم مخلوط ماسه و ریزدانه با توجه به تراکم نسبی موردنیاز اولیه (در این تحقیق ۲۰ درصد برای تمام نمونه‌های مخلوط در نظر گرفته شده است) و حجم اولیه مشخص، طبق رابطه ۱ محاسبه می‌شود.

$$M_{\text{mix}} = \frac{V_r \cdot \gamma_w \cdot G_s}{1 + e_{\text{max}}(1 - D_r) + e_{\text{min}} \cdot D_r} \quad (1)$$

چگالی ویژه خاک مخلوط طبق رابطه ۲ محاسبه می‌شود و  $D_r = (e_{\text{max}} - e) / (e_{\text{max}} - e_{\text{min}})$  تراکم نسبی است. برای محاسبه نسبت تخلخل حداکثر و حداقل از استانداردهای ASTM-D۴۲۵۴ [۲۷] و ASTM-D۴۲۵۳ [۲۸] استفاده شده است. برای محاسبه چگالی ویژه از استاندارد ASTM-D۸۵۴ [۲۹] استفاده شده است.

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

<sup>1</sup> Dry Funnel Deposition Method



شکل ۳. تهیه نمونه به روش ریزشی خشک با قیف: الف) شکل شماتیک، ب) نمونه واقعی.

### روش اشباع‌سازی و بارگذاری

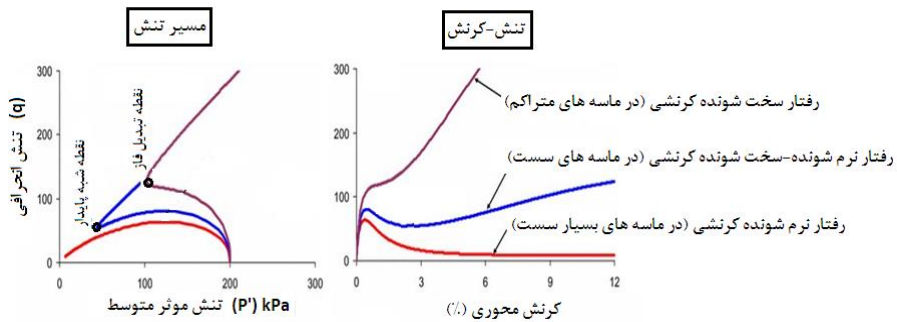
برای اینکه بتوان خاک را اشباع کرد یک روش مؤثر عبور دادن گاز دی‌اکسید کربن  $CO_2$  از کپسول مخصوص از حفرات داخل خاک و جایگزین کردن این گاز به جای هوا است [۳۰]. دی‌اکسید کربن، با فشار تقریبی ۳ کیلو پاسکال از پایین نمونه وارد و از بالای خارج می‌گردد. این عمل باعث می‌شود در مرحله بعد که آب هواگیری شده (آب مقطر) از نمونه عبور داده می‌شود گاز دی‌اکسید کربن به سرعت در آب حل شود و فرایند اشباع تسریع گردد. پس از عبور آب هواگیری شده، مرحله اشباع با اعمال پس فشار تکمیل می‌گردد. در این مرحله ابتدا فشار همه‌جانبه یک گام افزایش می‌یابد سپس مقدار نسبت افزایش فشار آب حفره‌ای به افزایش تنش همه‌جانبه طبق رابطه ۳ محاسبه می‌گردد که این نسبت را ضریب اسکمپتون<sup>۱</sup> می‌گویند. زمانی که این ضریب از ۰/۹۵ بیشتر شود، نمونه را می‌توان طبق استاندارد ASTM D۴۷۶۷ اشباع‌شده در نظر گرفت [۳۱]. مقدار پارامتر B برای همه نمونه‌ها در این تحقیق بیشتر از ۰/۹۷ بود. درجه اشباع بودن نمونه بر مقاومت برشی خاک تأثیر می‌گذارد و با کاهش درجه اشباع بودن، مقاومت ماسه افزایش می‌یابد [۳۲]. پس از فرایند اشباع‌سازی، برای جلوگیری از اثر ناهمسانی، نمونه‌ها به صورت همسان تحکیم می‌شوند [۲۳]. در حین تحکیم، اختلاف تنش همه‌جانبه و پس فشار به گونه‌ای تنظیم می‌شود که برای هر نمونه تنش مؤثر برابر با ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلو پاسکال ثابت باشد. انتخاب ۱۰۰، ۲۰۰ کیلو پاسکال برای تنش مؤثر به عنوان یک مقدار متوسط در پروژه‌های ژئوتکنیکی بر اساس تحقیقات موجود در ادبیات فنی می‌باشد [۲۶؛ ۳۳]. پس از اتمام آزمایش نسبت تخلخل نمونه‌ها بر اساس درصد رطوبت اندازه‌گیری شده، محاسبه می‌شود [۳۴]. پس از انجام مراحل اشباع و تحکیم برای کنترل روش نمونه‌سازی، یک نمونه از محفظه خارج شد و به صورت افقی به سه لایه مساوی برش داده شد تا میزان رس و سیلت در هر لایه بررسی شود [۳۵]. بر اساس نتایج هیچ نشانه‌ای از جابه‌جایی ذرات رس و سیلت وجود ندارد.

$$B = \frac{\Delta U}{\Delta \sigma_3} \quad (۳)$$

در مجموع ۱۸ آزمایش برشی زهکشی نشده (CU) انجام شد و مقادیر ریزدانه، متوسط تنش مؤثر اولیه، نسبت تخلخل و چگالی نسبی متغیرهای آزمایش بودند. 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 دسته‌بندی رفتار زهکشی‌شده ماسه

<sup>۱</sup> Skempton's Parameter

ارائه شده پوشیمینه<sup>۱</sup> و همکاران [۳۶] انجام می‌شود. بر اساس این طبقه‌بندی، رفتار زهکشی نشده ماسه‌ها را می‌توان به سه گروه تقسیم‌بندی کرد (شکل ۴).



شکل ۴. طبقه‌بندی رفتار زهکشی نشده ماسه‌ها [۳۶].

## نتایج

هدف از این پژوهش، بررسی تأثیر محتوای کم رس و سیلت بر رفتار مخلوط ماسه-ریزدانه است. بنابراین ماسه فیروزکوه با استفاده از تنش مؤثر اولیه ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلو پاسکال و میزان ریزدانه ۰، ۳، ۵، ۷ و ۱۰ درصد مورد آزمایش قرار گرفت. اطلاعات آزمایش‌ها در جدول ۵ ارائه شده است. با افزودن ریزدانه به ماسه میزان، مقادیر نسبت تخلخل حداکثر و حداقل تغییر کرد و محاسبه چگالی نسبی با ماسه میزان متفاوت شد بنابراین باید برای محتویات مختلف ریزدانه، این مقادیر محاسبه شوند [۳۷].

جدول ۵. مشخصات نمونه‌های آزمایش‌شده.

آزمایش	FC	تنش هم‌جانبه (kPa)	ریزدانه	e	e <sub>max</sub>	e <sub>min</sub>	دانسیته بعد از تحکیم (Dr %)
F-۱-۱۰۰	۰	۱۰۰	-	۰/۷۳۸	۰/۸۷۴	۰/۵۴۸	۴۱/۷
F-۳-۲۰۰	۰	۲۰۰	-	۰/۷۲۷	۰/۸۷۴	۰/۵۴۸	۴۵
C-۳-۱۰۰	۳	۱۰۰	رس	۰/۷۳۶	۰/۸۹۵	۰/۵۲۵	۴۳
C-۳-۲۰۰	۳	۲۰۰	رس	۰/۷۲۶	۰/۸۹۵	۰/۵۲۵	۴۵/۶
C-۵-۱۰۰	۵	۱۰۰	رس	۰/۷۳۳	۰/۹۰۵	۰/۵۱۲	۴۳/۹
C-۵-۲۰۰	۵	۲۰۰	رس	۰/۷۲۳	۰/۹۰۵	۰/۵۱۲	۴۶/۴
C-۷-۱۰۰	۷	۱۰۰	رس	۰/۷۲۵	۰/۹۱۲	۰/۵	۴۵/۴
C-۷-۲۰۰	۷	۲۰۰	رس	۰/۷۱۴	۰/۹۱۲	۰/۵	۴۸
C-۱۰-۱۰۰	۱۰	۱۰۰	رس	۰/۶۹۹	۰/۹۲	۰/۴۸۷	۵۱
C-۱۰-۲۰۰	۱۰	۲۰۰	رس	۰/۶۸۵	۰/۹۲	۰/۴۸۷	۵۴/۲
S-۳-۱۰۰	۳	۱۰۰	سیلت	۰/۷۳۴	۰/۸۸۵	۰/۵۲۹	۴۲/۴
S-۳-۲۰۰	۳	۲۰۰	سیلت	۰/۷۲۴	۰/۸۸۵	۰/۵۲۹	۴۵/۲
S-۵-۱۰۰	۵	۱۰۰	سیلت	۰/۷۳۲	۰/۸۹۲	۰/۵۱۹	۴۲/۹

<sup>1</sup> Yoshimine

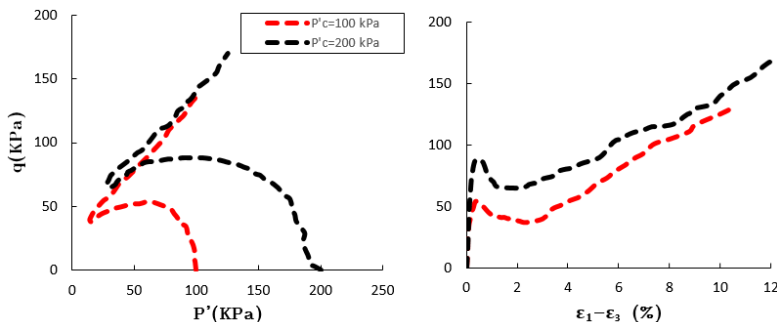
آزمایش	FC	تنش همه‌جانبه (kPa)	ریزدانه	e	e <sub>max</sub>	e <sub>min</sub>	دانسیته بعد از تحکیم (Dr %)
S-۵-۲۰۰	۵	۲۰۰	سیلت	۰/۷۲۲	۰/۸۹۲	۰/۵۱۹	۴۵/۵
S-۷-۱۰۰	۷	۱۰۰	سیلت	۰/۷۲۲	۰/۹	۰/۵۰۸	۴۵/۴
S-۷-۲۰۰	۷	۲۰۰	سیلت	۰/۷۱	۰/۹	۰/۵۰۸	۴۸/۵
S-۱۰-۱۰۰	۱۰	۱۰۰	سیلت	۰/۶۹۱	۰/۹۱۱	۰/۴۹۱	۵۲/۳
S-۱۰-۲۰۰	۱۰	۲۰۰	سیلت	۰/۶۷۸	۰/۹۱۱	۰/۴۹۱	۵۵/۴

### رفتار زهکشی نشده ماسه تمیز فیروزکوه

شکل ۵ نتایج برای ماسه تمیز را تحت تنش مؤثر اولیه ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال نشان می‌دهد که شامل نمودار تنش انحرافی- کرنش (q-ε) و مسیر تنش (q-P') می‌باشد. تنش انحرافی و تنش مؤثر متوسط طبق رابطه ۴ تعریف می‌شوند.

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad P' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (۴)$$

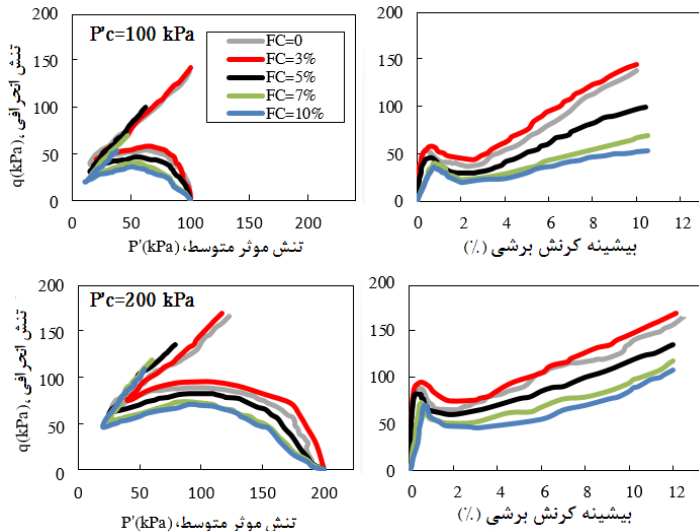
بر اساس دسته‌بندی یوشیمینه و همکاران برای رفتار زهکشی ماسه‌ها، رفتار ماسه در این پژوهش مانند رفتار ماسه سست است [۳۶] که یک رفتار نرم‌شوندگی کرنشی با کرنش محدود است [۳۸]. این نوع رفتار با حداکثر مقاومت برشی اولیه در یک کرنش کوچک مشخص می‌شود، سپس مقاومت برشی در کرنش متوسط به حداقل مقدار کاهش می‌یابد که این حداقل مقاومت برشی، نقطه شبه پایدار نامیده می‌شود و به‌عنوان نقطه‌ای که رفتار زهکشی‌نشده از انقباض به اتساع تغییر می‌کند، تعریف می‌شود [۳۹]. پس از دستیابی به حداقل مقاومت، مقاومت برشی به حداکثر مقدار خود با یک سخت‌شدگی مجدد افزایش می‌یابد و فشار آب منفذی به حداقل مقدار خود در کرنش بزرگ کاهش می‌یابد. تنش مؤثر متوسط، یکی از پارامترهای اساسی است که تأثیر مهمی بر رفتار مکانیکی خاک دارد. با افزایش تنش تحکیم از ۱۰۰ کیلوپاسکال به ۲۰۰ کیلوپاسکال، مقاومت اوج افزایش می‌یابد. کرنش محوری مرتبط با مقاومت پیک نیز با افزایش تنش مؤثر متوسط افزایش می‌یابد. مقاومت اوج به مقدار ۵۳ کیلوپاسکال (در تنش مؤثر اولیه ۱۰۰ کیلو پاسکال) در کرنش ۰/۳۴ درصد می‌رسد. در حالی که در تنش مؤثر اولیه ۲۰۰ کیلوپاسکال در کرنش ۰/۳۷ درصد، مقاومت اوج به ۹۲ کیلوپاسکال افزایش می‌یابد.



شکل ۵. رفتار برشی زهکشی نشده ماسه تمیز تحت فشارهای همه‌جانبه مختلف.

## تأثیر ریزدانه رس کائولین بر رفتار زهکشی نشده مخلوط ماسه

در شکل ۶ تأثیر افزودن درصدهای مختلف رس مد نظر (۳، ۵، ۷ و ۱۰ درصد) بر رفتار ماسه قابل بررسی می‌باشد. بر اساس نتایج حاصل شده، با افزودن رس ۳ درصد، مقاومت پیک برشی نمونه، افزایش اندکی یافته است، این درصد کم احتمالاً فضای خالی بین ذرات ماسه را پر می‌کند به طوری 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 می‌یابد و رفتار، انقباضی‌تر می‌شود، در واقع نمونه‌ها تا ۱۰ درصد رس کائولین دارای یک میکرو ساختار باز که در آن تجمعات ذرات رسی در سطح تماس دانه‌های ماسه به عنوان اتصال دهنده با مقاومت پایین عمل می‌کنند، مقاومت برشی کمی دارند. کائولین دارای سطح ویژه کمتر با پوشش نامنظم‌تر و حاوی مقدار بیشتری از ذرات درشت نسبت به کانی رسی بنتونیت است از این رو این ذرات کائولین جمع شده در نقاط تماس بین ذرات ماسه، اتصالات ضعیفی بین ذرات ایجاد می‌کنند که می‌تواند به راحتی تحت بارگذاری فرو بریزند. افزودن درصد رس کائولین بیشتر، تعداد این اتصالات کم مقاومت را افزایش می‌دهد که در نهایت منجر به کاهش بیشتر مقاومت برشی خواهد شد. شایان ذکر است بیشترین روند کاهش مقاومت تا ۷ درصد رس است به طوری که با افزودن ۱۰ درصد رس شیب کاهش، مقاومت نمونه کمتر می‌شود. این رفتار تحت هر دو تنش هم‌جانبه ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال مشاهده شده است لیکن با افزایش تنش هم‌جانبه، تأثیر ریزدانه‌ها بر ساختار ماسه میزبان کاهش می‌یابد. چنین روند کاهش را تلم خانی و نعیمی [۱۲] نیز مشاهده کرده‌اند ولی با افزودن درصدهای بالای رس، نمونه مقاومت برشی بالاتری را نشان می‌دهد یعنی تنش مؤثر، بیشتر و خاک دچار ناپایداری کمتری می‌شود. بنابراین ۳ درصد و ۱۰ درصد رس نقاط عطف رفتاری ماسه هستند.

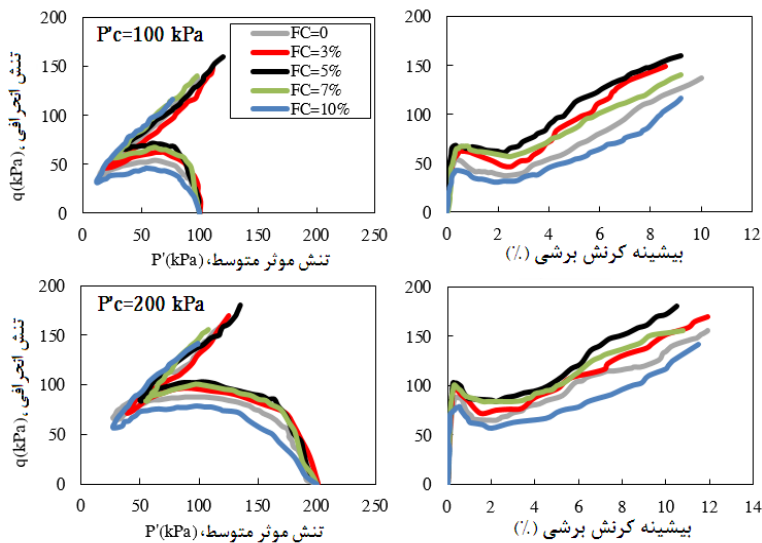


شکل ۶. تأثیر افزایش رس کائولین بر رفتار برشی زهکشی نشده ماسه.

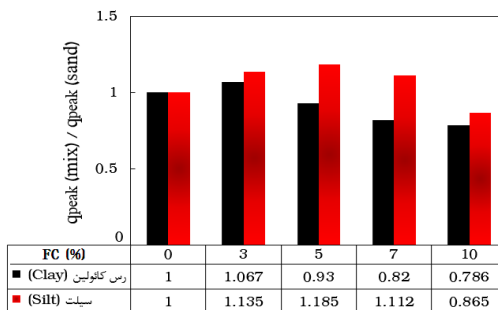
## تأثیر ریزدانه سیلت بر رفتار زهکشی نشده مخلوط ماسه

در شکل ۷ تأثیر افزودن درصدهای مختلف سیلت بر رفتار ماسه قابل بررسی می‌باشد. بر اساس نتایج حاصل شده، افزودن ذرات سیلت به ماسه میزبان تا ۵ درصد، حداکثر مقاومت برشی نمونه را افزایش می‌دهد (حدود ۱۸.۵ درصد) سپس با افزایش میزان سیلت تا ۱۰ درصد، مقاومت نمونه کاهش می‌یابد. شایان ذکر است که با محتوای سیلت ۱۰

درصد، استحکام نمونه کمتر از ماسه میزبان (حدود ۱۳ درصد) بود. این رفتار برای هر دو ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلو پاسکال تنش محدود اولیه مشاهده شد. سایر محققان نتایج مشابهی را ارائه کرده‌اند که با افزایش مقدار ریزدانه کم (حدود ۵ درصد) افزایش مقاومت در ماسه‌ها را مشاهده کردند [۱۵؛ ۱۶]. در درصد کم ریزدانه (تا ۵ درصد)، ذرات در فضای خالی بین دانه‌ها قرار می‌گیرند. در نتیجه فشار اضافی آب حفره‌ای در حین برش، کاهش می‌یابد که منجر به افزایش مقاومت برشی و کاهش رفتار انقباضی مخلوط‌های ماسه و سیلت می‌شود. با افزایش مقدار ریز (از ۵ درصد به ۱۰ درصد)، فرایند، معکوس می‌شود، ریزدانه‌ها بر ساختار ماسه‌ای اثر منفی می‌گذارند و رفتار انقباضی‌تر می‌شود زیرا ذرات در چرخه بار شرکت می‌کنند. شایان ذکر است که با افزودن محتوای سیلت کم، ساختار کلی ماسه ثابت می‌ماند و می‌توان نمونه‌ها را بر اساس رفتار کلی ماسه میزبان ارزیابی کرد. مقایسه تأثیر نوع ریزدانه بر مقاومت نمونه نسبت به ماسه میزبان در شکل ۸ ارائه شده است.

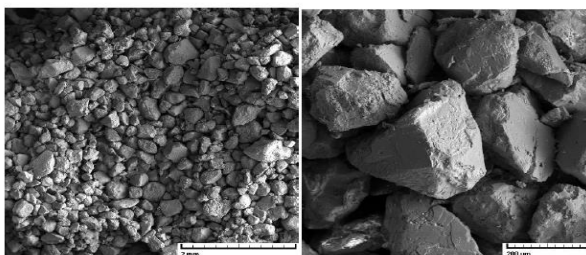


شکل ۷. تأثیر افزایش سیلت بر رفتار برشی زهکشی نشده ماسه.

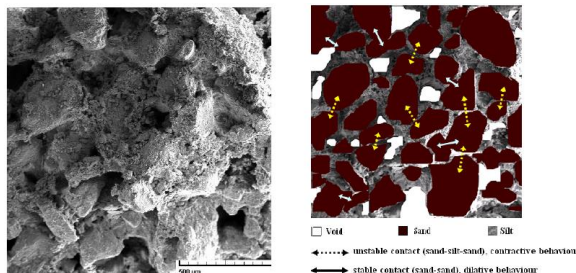


شکل ۸. مقایسه نسبی مقاومت پیک نمونه‌های مخلوط به ماسه میزبان.

در شکل ۹ نمونه‌ای از خاک ماسه که پس از انجام آزمایش در زیر میکروسکوپ الکترونی قرار گرفته است مشاهده می‌شود. در این حالت تمام تماس‌های مؤثر و برابر به‌صورت تماس دانه‌های ماسه با یکدیگر یا اصطلاحاً تماس‌های S-S یا S-M-S است که صرفاً در میان دانه‌های ماسه حفرات فراوانی قرار می‌گیرند که پس از اشباع، کاملاً از آب پر می‌شوند. در این شرایط در تمام جهت‌های بارگذاری دانه‌های ماسه هستند که با قفل و بست شدن در یکدیگر ستون‌های برابر را تشکیل و بار را تحمل می‌کنند. در نمونه‌های ماسه تمیز هنگام تهیه نمونه دانه‌های ماسه ستون‌های برابر به دلیل نیروی وزن در جهت قائم شکل می‌گیرند و این تماس‌ها پس از تحکیم مستحکم‌تر می‌شود و خاک در این جهت حین برش مقاومت بیشتری از خود نشان می‌دهد. در شکل (۱۰) عکس میکروسکوپی پس از آزمایشی حاوی درصد بالای ریزدانه تهیه شده است. چنان‌که مشاهده می‌گردد در این حالت ریزدانه در فضاهای خالی بین ماسه‌ها قرار می‌گیرند یا مقداری از آن‌ها در لابلای دانه‌های ماسه قرار می‌گیرند و پلی بین دانه‌های ماسه می‌شوند که در این حالت در فرایند باربری شرکت می‌کنند. در سمت راست، شکل فلش‌های نقطه‌چین این حالت را نشان می‌دهند که اصطلاحاً S-M-S یا تماس‌های ناپایدار نامیده می‌شوند. در این حالت در فرایند ایجاد کرنش این نوع پیوندها از بین می‌رود و به تدریج به پیوندهای S-S یا پایدار تبدیل می‌شود. شایان ذکر است که در این نسبت، خاک ریزدانه نیز پیوندهای زیادی از نوع S-S که از ابتدا به‌وجود می‌آید و در شکل این نوع پیوندها یا فلش‌های پیوسته نشان داده شده است. در این نسبت ریزدانه چنان‌که اشاره شد در فرایند بارگذاری پیوندهای ناپایدار به‌مرور از بین می‌روند و ریزدانه‌ها بین ذرات ماسه به تدریج به فضاهای خالی منتقل می‌شوند و تماس‌های بین ذرات ماسه رفته‌رفته بیشتر می‌گردد. ورود ذرات سیلت به فضاهای خالی در این درصد ریزدانه کاملاً میسر است زیرا حجم فضای خالی مابین ذرات ماسه کفایت لازم را برای ورود ذرات جدید دارد اما این مسئله باعث تسریع در تولید فشار آب حفره‌ای اضافی و نرم‌شدگی خاک می‌شود. با این توصیف در این ترکیب، ماسه و سیلت یک رفتار شبه‌پایدار از خود نشان می‌دهند که یک ناپایداری بالقوه در خاک است که در یک برهه زمانی، این ناپایداری از بین می‌رود و خاک حالت پایداری به خود می‌گیرد.



شکل ۹. تصاویر میکروسکوپی الکترونی از نمونه ماسه تمیز پس از اتمام آزمایش.



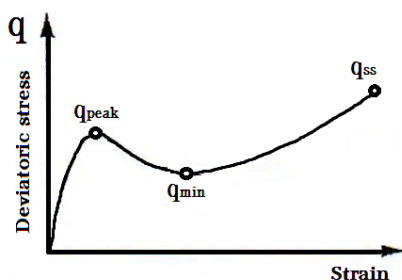
شکل ۱۰. تصاویر میکروسکوپی از نمونه ماسه حاوی ۱۰ درصد ریزدانه پس از اتمام آزمایش و تفسیر شماتیک.

شاخص تردی<sup>۱</sup>

همان‌طور که در منحنی‌های تنش- کرنش مشاهده می‌شود (اشکال ۶ و ۷)، مخلوط‌های ماسه-ریزدانه، رفتار نرم‌شدگی و سخت‌شوندگی کرنشی را نشان دادند. پس از پیک تنش برشی، ناپایداری در نمونه رخ می‌دهد و مقاومت برشی به حداقل حالت کاهش می‌یابد. درجه نرم‌شدن کرنش و کاهش مقاومت را می‌توان برحسب شاخص تردی که بیشاپ<sup>۲</sup> [۴۰] طبق رابطه ۵ تعریف کرده است بیان کرد.

$$I_B = \frac{q_{\text{peak}} - q_{\text{min}}}{q_{\text{peak}}} \quad (5)$$

مقاومت برشی زهکشی‌نشده اوج و حداقل به‌صورت شماتیک در شکل (۱۱) برای رفتار نرم‌شونده- سخت‌شونده کرنشی ماسه‌ها نشان داده شده است.  $I_B$  را می‌توان به‌عنوان یک شاخص خوب برای پتانسیل جریان یک ماده نرم‌شونده کرنشی در نظر گرفت [۴۱]. بازه  $I_B$  بین ۰ و ۱ متغیر است. در رفتار غیرروانگرا مقدار شاخص ۰ می‌باشد و  $I_B = 1$  نشان‌دهنده روانگرایی کامل استاتیکی است. نتایج تغییرات شاخص تردی برای مخلوط ماسه و ریزدانه در درصد‌های مختلف در شکل (۱۲) ارائه شده است. در نمونه‌های حاوی سیلت با افزایش درصد سیلت تا ۷ درصد شاخص تردی، کاهش و سپس افزایش می‌یابد. در نمونه‌های حاوی رس با افزودن ۳ درصد رس، شاخص اندکی کاهش می‌یابد که نشان‌دهنده کاهش در رفتار انقباضی می‌باشد لیکن با افزایش بیشتر رس، شاخص، روند صعودی به خود می‌گیرد. این افزایش در شاخص تردی نشان می‌دهد که حساسیت روانگرایی خاک ماسه با افزایش درصد رس افزایش می‌یابد. این یافته با مطالعه قبلی پیتمن<sup>۳</sup> و همکاران [۴۲] همخوانی دارد که شاخص تردی زهکشی‌نشده با افزایش ریزدانه پلاستیک کاهش می‌یابد. به‌طور کلی، بر اساس مقادیر شاخص شکنندگی و منحنی‌های تنش-کرنش می‌توان نتیجه گرفت که ماسه حاوی ۱۰ درصد ریزدانه‌ها رس تحت تنش همه‌جانبه ۱۰۰ کیلوپاسکال در بین همه مخلوط‌ها حساس‌تر به روانگرایی استاتیکی می‌باشد (با شاخص تردی ۰/۳۸) ولی در نمونه‌های حاوی سیلت تا ۷ درصد حساسیت به روانگرایی استاتیکی کاهش می‌یابد (با شاخص تردی ۰/۱۷).

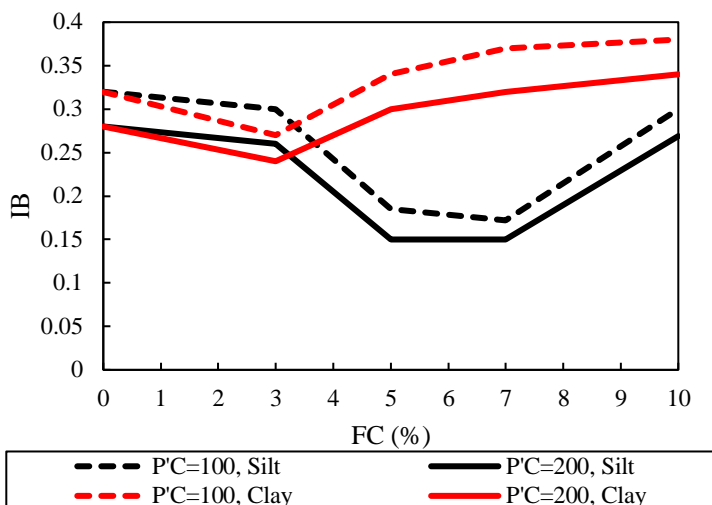


شکل ۱۱. پارامترهای مقاومت برشی پیک، حداقل و حالت پایدار در رفتار نرم‌شونده-سخت‌شونده کرنشی.

<sup>1</sup> Brittleness Index

<sup>2</sup> Bishop

<sup>3</sup> Pitman

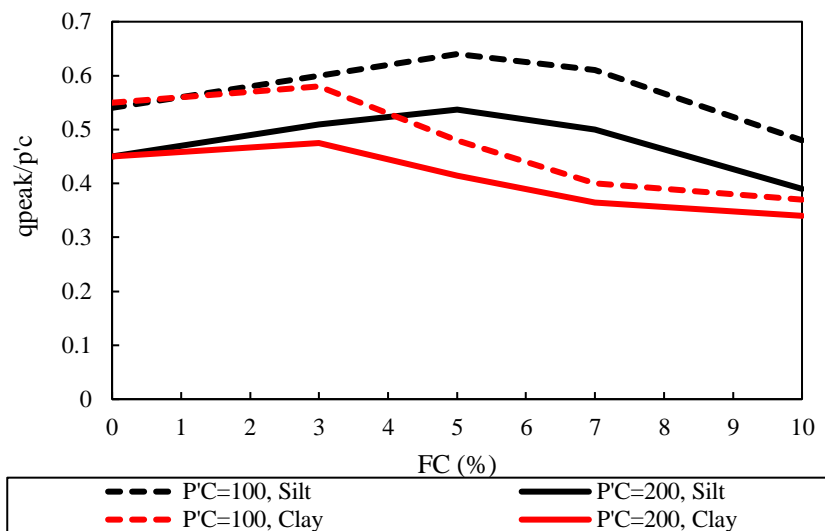


شکل ۱۲. تغییرات شاخص تردی با دو نوع ریزدانه رس و سیلت.

### شاخص مقاومت پیک<sup>۱</sup>

برای اینکه بتوان مقاومت نمونه‌های مختلف را قبل از وقوع نرم‌شوندگی و بروز تغییر شکل‌های بزرگ مقایسه کرد این پارامتر تعریف می‌شود که نسبت تنش انحرافی پیک به تنش همه‌جانبه خواهد بود. مقادیر شاخص مقاومت پیک برای آزمایش‌ها صورت گرفته بر روی مخلوط ماسه فیروزکوه و ریزدانه در شکل ۱۳ ارائه شده است. با افزودن ۳ درصد رس شاخص اندکی افزایش یافته که نشان‌دهنده کاهش در رفتار انقباضی می‌باشد لیکن با افزایش بیشتر رس، شاخص روند نزولی به خود می‌گیرد. با افزایش سیلت تا ۵ درصد، شاخص مقاومت پیک افزایش می‌یابد (برای مثال ۰/۵۴ برای ماسه میزبان و ۰/۶۴ برای ماسه با ۵ درصد سیلت در تنش همه‌جانبه ۱۰۰ کیلوپاسکال). این شاخص با افزایش میزان سیلت تا ۱۰ درصد کاهش می‌یابد. شایان ذکر است که با محتوای سیلت ۱۰ درصد، شاخص مقاومت پیک کمتر از ماسه میزبان بود. در مقایسه نتایج در درصد یکسان ریزدانه، ذرات رس تأثیر منفی بیشتری بر رفتار ماسه و انقباضی شدن آن نسبت به ذرات سیلت دارند.

<sup>1</sup> Peak Strength Index



شکل ۱۳. تغییرات شاخص مقاومت پیک با دو نوع ریزدانه رس و سیلت.

### نتیجه‌گیری

این مقاله یک بررسی آزمایشگاهی از رفتار تنش- کرنش ماسه‌ها با محتوای کم رس کائولین و سیلت در شرایط زهکشی‌نشده با استفاده از دستگاه برشی پیچشی استوانه توخالی ارائه می‌کند. یافته‌ها و نتایج اصلی این مقاله را می‌توان به شرح زیر خلاصه کرد:

۱- رفتار ماسه در این پژوهش مانند رفتار ماسه سست می‌باشد که یک رفتار نرم‌شوندگی کرنشی با کرنش محدود است. این نوع رفتار با بیشترین 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 شبه‌پایدار (QSS) نامیده می‌شود و به‌عنوان نقطه‌ای که رفتار زهکشی‌نشده از انقباض به اتساع تغییر می‌کند، تعریف می‌شود پس از دستیابی به حداقل مقاومت، مقاومت برشی به بیشترین مقدار خود با یک سخت‌شدگی مجدد افزایش می‌یابد و فشار آب منفذی به حداقل مقدار خود در کرنش بزرگ کاهش می‌یابد.

۲- با افزودن ۳ درصد رس، مقاومت اوج برشی نمونه اندک افزایش می‌یابد؛ این درصد کم، احتمالاً فضای خالی بین ذرات ماسه را پر می‌کند به طوری 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 می‌یابد و رفتار، انقباضی‌تر می‌شود و شاخص تردی افزایش می‌یابد. این افزایش در شاخص تردی نشان می‌دهد که حساسیت روانگرایی خاک ماسه با افزایش درصد رس افزایش می‌یابد. در واقع نمونه‌ها تا ۱۰ درصد رس کائولین دارای یک میکروساختار باز که در آن تجمعات ذرات رسی در سطح تماس دانه‌های ماسه به‌عنوان اتصال‌دهنده با مقاومت پایین عمل می‌کنند، مقاومت برشی کمی دارند زیرا این ذرات کائولین جمع‌شده در نقاط تماس بین ذرات ماسه، اتصالات ضعیفی بین ذرات ایجاد می‌کند که می‌تواند به راحتی تحت بارگذاری فروبریزد. افزودن رس کائولین بیشتر، تعداد این اتصالات کم مقاومت را افزایش می‌دهد که در نهایت منجر به کاهش بیشتر مقاومت برشی خواهد شد.

- ۳- با افزودن ذرات سیلت به ماسه میزبان تا ۵ درصد، مقاومت برشی اوج نمونه افزایش می‌یابد، سپس با افزایش میزان سیلت بیشتر، روند کاهشی در مقاومت نمونه رخ می‌دهد. در ۷ درصد سیلت مقاومت بالاتر از ماسه خالص می‌باشد ولی در ۱۰ درصد سیلت، مقاومت نمونه کمتر از ماسه میزبان (حدود ۱۳ درصد) بود. شاخص تردی در نمونه‌های حاوی سیلت با افزایش درصد سیلت تا ۷ درصد شاخص تردی، کاهش و سپس افزایش می‌یابد.
- ۴- در درصد کم ریزدانه (تا ۵ درصد)، ذرات در فضای خالی بین دانه‌ها قرار می‌گیرند. در نتیجه فشار اضافی آب حفره‌ای در حین برش کاهش می‌یابد که منجر به افزایش مقاومت برشی و کاهش رفتار انقباضی مخلوط‌های ماسه و سیلت می‌شود. با افزایش مقدار ریز (از ۵ درصد به ۱۰ درصد)، فرایند معکوس می‌شود، ریزدانه‌ها بر ساختار ماسه‌ای تأثیر منفی می‌گذارند و رفتار انقباضی‌تر می‌شود زیرا ذرات در چرخه بار شرکت می‌کنند.
- ۵- با توجه به گستره وجود خاک‌های حاوی درصد کم ریزدانه که در ادبیات فنی نیز به آن اشاره شده است مطالعات گسترده بر رفتارشناسی این خاک‌ها امری ضروری است که باید مورد توجه محققان قرار گیرد.

### علائم اختصاری

$\Delta\sigma_3$	افزایش تنش همه‌جانبه	FCth	مقدار ریزدانه آستانه
$\Delta U$	اضافه فشار آب حفره‌ای ایجادشده در هر مرحله	FC	درصد ریزدانه
$P'$	تنش مؤثر متوسط اولیه	HCA	دستگاه برشی پیچشی استوانه توخالی
$q$	تنش انحرافی	$e_{min}$	نسبت تخلخل حداقل خاک مخلوط
$\sigma'_1$	تنش مؤثر حداکثر	$e_{max}$	نسبت تخلخل حداکثر خاک مخلوط
$\sigma'_2$	تنش مؤثر میانی	$M_{mix}$	جرم مخلوط ماسه و ریزدانه
$\sigma'_3$	تنش مؤثر حداقل	$V_T$	حجم کل نمونه
$I_B$	شاخص تردی	$G_s$	چگالی ویژه خاک مخلوط
$q_{peak}$	مقاومت برشی زهکشی‌نشده اوج	$G_{sf}$	چگالی ویژه ریزدانه
$q_{min}$	مقاومت برشی زهکشی‌نشده حداقل	$G_{ss}$	چگالی ویژه ماسه
		B	ضریب اسکمپتون

### References

- [1] Prashant, A., Bhattacharya, D., & Gundlapalli, S. (2019). Stress-state dependency of small-strain shear modulus in silty sand and sandy silt of Ganga. *Geotechnique*, 69(1), 42-56. <https://doi.org/10.1680/jgeot.17.P.100>
- [2] Yamamuro, J. A., & Lade, P. V. (1997). Static liquefaction of very loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(6), 905-917. <https://doi.org/10.1139/t97-057>
- [3] Jrad, M., Sukumaran, B., & Daouadji, A. (2012). Experimental analyses of the behaviour of saturated granular materials during axisymmetric proportional strain paths. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16(1), 111-120. <https://doi.org/10.1080/19648189.2012.666900>
- [4] Chemmam, M., Arab, A., Belkhatir, M., & Bouferra, R. (2016). Behavior of Loose Silty Sand of Chlef River: Effect of Low Plastic Fine Contents and Other Parameters. *Marine Georesources & Geotechnology*, 34(4), 384-394. <https://doi.org/10.1080/1064119X.2015.1014983>

- [5] Murthy, T. G., Loukidis, D., Carraro, J. A. H., Prezzi, M., & Salgado, R. (2007). Undrained monotonic response of clean and silty sands. *Geotechnique*, 57(3), 273-288. <https://doi.org/10.1680/geot.2007.57.3.273>
- [6] Huang, Y-T., Huang, A-B., Kuo, Y-C., & Tsai, M-D. (2004). A laboratory study on the undrained strength of a silty sand from Central Western Taiwan. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(9-10), 733-743. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.06.013>
- [7] Belkhatir, M., Arab, A., Della, N., Missoum, H., & Schanz, T. (2010). Influence of intergranular void ratio on monotonic and cyclic undrained shear response of sandy soils. *Comptes Rendus. Mécanique*, 338(5), 290-303. <https://doi.org/10.1016/j.crme.2010.04.002>
- [8] Naeini, S. A., & Baziar, M. H. (2004). Effect of fines content on steady-state strength of mixed and layered samples of a sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(3), 181-187. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2003.11.003>
- [9] Maheshwari, B. K., & Patel, A. K. (2010). Effects of Non-Plastic Silts on Liquefaction Potential of Solani Sand. *Geotechnical and Geological Engineering*, 28(5), 559-566. <https://doi.org/10.1007/s10706-010-9310-z>
- [10] Krim, A., Arab, A., Chemam, M., Brahim, A., Sadek, M., & Shahrou, I. (2019). Experimental study on the liquefaction resistance of sand-clay mixtures: Effect of clay content and grading characteristics. *Marine Georesources & Geotechnology*, 37(2), 129-141. <https://doi.org/10.1080/1064119X.2017.1407974>
- [11] Bouferra, R., & Shahrou, I. (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. <https://doi.org/10.1680/grim.2004.8.1.1>
- [12] Talamkhani, S., & Naeini, S. A. (2021). The Undrained Shear Behavior of Reinforced Clayey Sand. *Geotechnical and Geological Engineering*, 39(1), 265-283. <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01490-4>
- [13] Tsai, P. H., Lee, D. H., Kung, G. T. C., & Hsu, C. H. (2010). Effect of content and plasticity of fines on liquefaction behaviour of soils. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 43(1), 95-106. <https://doi.org/10.1144/1470-9236/08-019>
- [14] Bahadori, H., & Mohammadi, V. (2024). Experimental study on the anisotropic behavior of sand with low clay (Kaolin) content using a Torsional Shear Hollow Cylindrical Apparatus. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 11(6), -. <https://doi.org/10.22065/jsce.2024.416107.3218>
- [15] Jradi, L., El Dine, B. S., Dupla, J-C., & Canou, J. (2022). Influence of low fines content on the liquefaction resistance of sands. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 26(12), 6012-6031. <https://doi.org/10.1080/19648189.2021.1927195>
- [16] Yamamuro, J. A., & Lade, P. V. (1998). Steady-State Concepts and Static Liquefaction of Silty Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(9), 868-877. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:9\(868\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:9(868))
- [17] Gratchev, I. B., Sassa, K., Osipov, V. I., & Sokolov, V. N. (2006). The liquefaction of clayey soils under cyclic loading. *Engineering Geology*, 86(1), 70-84. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.04.006>
- [18] Seed, H. B., Idriss, I. M., & Arango, I. (1983). Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(3), 458-482. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1983\)109:3\(458\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109:3(458))

- [19] Dash, H. K., Sitharam, T. G., & Baudet, B. A. (2010). Influence of non-plastic fines on the response of a silty sand to cyclic loading. *Soils and Foundations*, 50(5), 695-704. <https://doi.org/10.3208/sandf.50.695>
- [20] Mohammadi, A., & Qadimi, A. (2015). A simple critical state approach to predicting the cyclic and monotonic response of sands with different fines contents using the equivalent intergranular void ratio. *Acta Geotechnica*, 10(5), 587-606. <https://doi.org/10.1007/s11440-014-0318-z>
- [21] Sabbar, A. S. (2018). *Characterisation of Static Liquefaction of Sand with Different Mixtures of Fines* [PhD, Curtin University]. Perth, Australia. <https://espace.curtin.edu.au/handle/20.500.11937/69348>
- [22] Miura, S., & Toki, S. (1982). A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand. *Soils and Foundations*, 22(1), 61-77. <https://doi.org/10.3208/sandf1972.22.61>
- [23] Bahadori, H., Ghalandarzadeh, A., & Towhata, I. (2008). Effect of non plastic silt on the anisotropic behavior of sand. *Soils and Foundations*, 48(4), 531-545. <https://doi.org/10.3208/sandf.48.531>
- [24] Khayat, N., Ghalandarzadeh, A., & Jafari, M. K. (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. <https://doi.org/10.1680/geng.11.00093>
- [25] Della, N., Arab, A., & Belkhatir, M. (2011). Effect of confining pressure and depositional method on the undrained shearing response of medium dense sand. *Journal of Iberian Geology*, 37(1), 37-44. [https://doi.org/10.5209/rev\\_JIGE.2011.v37.n1.3](https://doi.org/10.5209/rev_JIGE.2011.v37.n1.3)
- [26] Cherif Taiba, A., Mahmoudi, Y., Belkhatir, M., Kadri, A., & Schanz, T. (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. <https://doi.org/10.1080/19386362.2017.1302643>
- [27] American Society for Testing and Materials. (2016). Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density (ASTM D4254-16). ASTM. <https://www.astm.org/d4254-16.html>
- [28] American Society for Testing and Materials. (2019). Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table (ASTM D4253-16e1). ASTM. <https://www.astm.org/d4253-16e01.html>
- [29] American Society for Testing and Materials. (2023). Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer (Withdrawn 2023)(ASTM D854-14). ASTM. <https://www.astm.org/d0854-14.html>
- [30] Lade, P. V., & Duncan, J. M. (1973). Cubical Triaxial Tests on Cohesionless Soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(10), 793-812. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001934>
- [31] American Society for Testing and Materials. (2020). Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils (ASTM D4767-11). ASTM. <https://www.astm.org/d4767-11r20.html>
- [32] Bouferra, R., Benseddiq, N., & Shahrour, I. (2007). Saturation and Preloading Effects on the Cyclic Behavior of Sand. *International Journal of Geomechanics*, 7(5), 396-401. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2007\)7:5\(396\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2007)7:5(396))
- [33] Bayat, E., & Bayat, M. (2013). Effect of grading characteristics on the undrained shear strength of sand: review with new evidences. *Arabian Journal of Geosciences*, 6(11), 4409-4418. <https://doi.org/10.1007/s12517-012-0670-y>

- [34] Verdugo, R., & Ishihara, K. (1996). The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations*, 36(2), 81-91. [https://doi.org/10.3208/sandf.36.2\\_81](https://doi.org/10.3208/sandf.36.2_81)
- [35] Benahmed, N., Nguyen, T. K., Hicher, P. Y., & Nicolas, M. (2015). An experimental investigation into the effects of low plastic fines content on the behaviour of sand/silt mixtures. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 19(1), 109-128. <https://doi.org/10.1080/19648189.2014.939304>
- [36] Yoshimine, M., Ishihara, K., & Vargas, W. (1998). Effects of Principal Stress Direction and Intermediate Principal Stress on Undrained Shear Behavior of Sand. *Soils and Foundations*, 38(3), 179-188. [https://doi.org/10.3208/sandf.38.3\\_179](https://doi.org/10.3208/sandf.38.3_179)
- [37] Dash, H. K., & Sitharam, T. G. (2011). Undrained monotonic response of sand-silt mixtures: effect of nonplastic fines. *Geomechanics and Geoengineering*, 6(1), 47-58. <https://doi.org/10.1080/17486021003706796>
- [38] Castro, G. (1969). *Liquefaction of sands* [PhD, Harvard University]. Cambridge, Massachusetts. <https://cir.nii.ac.jp/crid/1573668924845803264>
- [39] Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 43(3), 351-451. <https://doi.org/10.1680/geot.1993.43.3.351>
- [40] Bishop, A. W. (1971, March 29-31). *Shear strength parameters for undisturbed and remolded soil specimens* [Conference session]. Roscoe Memorial Symposium, Cambridge University, England. <https://cir.nii.ac.jp/crid/1571698599636384896>
- [41] Keramatikerman, M., Chegenizadeh, A., Nikraz, H., & Sabbar, A. S. (2018). Effect of flyash on liquefaction behaviour of sand-bentonite mixture. *Soils and Foundations*, 58(5), 1288-1296. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2018.07.004>
- [42] Pitman, T. D., Robertson, P. K., & Sego, D. C. (1994). Influence of fines on the collapse of loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(5), 728-739. <https://doi.org/10.1139/t94-084>