



Research Article

OPEN ACCESS

Kharazmi Journal of Earth Sciences

Journal homepage <https://gnf.khu.ac.ir>

Influence of the principal stress rotation on the undrained shear strength of silty sand

Vahid Mohammadi Ghaleh Aziz^{1*}, Hadi Bahadori²

1. Ph.D of Civil Engineering, Aeen Kamal Higher Education Institute, Urmia, Iran

2. Professor, Department of Civil Engineering, Urmia University, Urmia, Iran

Article info

Article history

Received: 13 June 2024

Accepted: 9 September 2024

Keywords:

Anisotropic Behavior, Hollow Cylinder Torsional Shear Apparatus, Firoozkuh Sand, Contractive Behavior



Abstract

The construction of geotechnical structures in sandy soils requires load bearing evaluation in undrained conditions. Undrained shear strength depends on many factors, including principal stress rotation (anisotropic behavior). However, the effect of this inclination angle (α°) is often ignored due to the difficulty in reflecting this phenomenon in laboratory research, the hollow cylinder torsional shear apparatus provides the possibility of examining the anisotropy of soils. On the other hand, most of the sand sediments contain different amounts of silt particles, which have a significant effect on the behavior of the sand, and investigating the anisotropic behavior of these mixed soils (especially in low content) has not been fully studied. This research includes 18 undrained tests using a hollow cylindrical apparatus on Firoozkuh sand with low silt content. The samples have 0, 5 and 10% silt content. Inclination angle (α°) is considered as a key parameter that shows the characteristics of anisotropy, and the values of 15, 30 and 60° are applied in the experiments. Based on the obtained results, increasing the inclination angle leads to more contractive behavior in sand. By adding a small percentage of layer, the overall structure of the sand skeleton remains constant and the samples can still be evaluated based on the general behavior of the host sand. In the samples containing 5%, reduction of contractive behavior and increase of resistance (18.5%, 12% and 7.7% for angles of 15, 30 and 60°, respectively) are observed, but with an increase of 10%, the strength is decreased (less than the host sand) and the contractive behavior is increased. In anisotropic behavior, with the increase of the inclination angle, the effect of fine grains in increasing the strength and reducing the contractive behavior of the samples as an important parameter in mixed soils is decreased.

Introduction

Undrained shear strength is one of the basic parameters determining the mechanical properties of sandy soils. The value of this parameter depends on many factors, including the rotation of the principal stress. The studies carried out so far show the significant effect of rotation of principal stress on undrained shear strength of sand, and many researchers consider this dependence on rotation of principal stress (anisotropic behavior) as one of the most important characteristics of soil (Radjai and Azéma, 2009). In anisotropic behavior, the rotation of the principal stress (α°) relative to deposition (vertical direction) is used to show the rotation of the main

stresses, and the parameter ($b=(\sigma_2-\sigma_3)/(\sigma_1-\sigma_3)$) indicates the ratio of intermediate stresses. Principal stress directions and b values can cause changes in soil behavior. Therefore, α and b are chosen as the key parameters to investigate the anisotropic of sands, and in this regard, the hollow cylindrical torsion shear (HCTS) is the best device to study these parameters. Many experiments have been carried out by hollow cylinder torsional shear (HCTS) to prove the effect of anisotropy on the behavior of sands. The effect of anisotropy in Toyora sand has been studied by Yoshimine et al. (Yoshimine et al., 1998). As the inclination angle becomes larger, the softening behavior becomes obvious

DOI <https://doi.org/10.22034/KJES.2024.10.1.107331>

*Corresponding author: Vahid Mohammadi Ghaleh Aziz; E-mail: va.mohammadi@urmia.ac.ir

How to cite this article: Mohammadi Ghaleh Aziz, V., Bahadori, H., 2024. Influence of the principal stress rotation on the undrained shear strength of silty sand. Kharazmi Journal of Earth Sciences 10(1), 179-207. <https://doi.org/10.22034/KJES.2024.10.1.107331>



BY NC

and shows more contractive behavior. This significant dependence of the behavior of sand on the tendency of the main stresses shows the inherent anisotropy in the material due to the arrangement of soil particles. But in most cases, it is observed in the investigation of soil stress-strain behavior and reports of liquefaction of sands containing silt (Yamamuro and Lade, 1998) and natural sand are often contains different amounts of fine grain (FC).

There have been limited studies on the effect of fines content on the anisotropic behavior of sand, and these studies have also focused on high percentages of fine grain. Bahadori et al. (Bahadori et al., 2008) conducted a comprehensive study using a hollow cylinder torsional on Firoozkuh silica sand and different percentages of sand and silt (30, 15 and 70% silt). In this research, the value of α varies between 15° and 75° . In the test at $\alpha=15^\circ$, the behavior of the sand is completely hardening, while at $\alpha=75^\circ$, the softening behavior is visible. By comparing the results of the mixture of sand and 15% silt with pure sand, it can be seen that the effect of anisotropy in the mixture of sand and silt is less than that of pure sand samples, and the addition of 30 and 70% silt to the sand caused a sharp decrease in the shear strength of the sands and increasing the inclination angle has less effect on the behavior of these compounds. In another study on the effect of silt (15, 30 and 50%) on the behavior of Hamedan and Tehran sands, respectively, with round and very angular grains, and similar results It has been reported (Khayat et al., 2014).

According to the mentioned cases, the study process and points of interest and goals of this research article can be stated as follows:

- Different behavior of sand containing low and high percentage of fine grains according to technical literature

- Investigating the effect of low percentage of non-plastic silt (0, 5 and 10%) on the anisotropic behavior of sand using a Hollow Cylinder Torsional Shear Apparatus
- Conducting tests on samples under inclination angles of 15° , 30° and 60°
- Presentation of results in the framework of stress-strain and stress path curves based on silt percentage and variable inclination angle
- Interpretation of results and interpretation of behavioral mechanisms

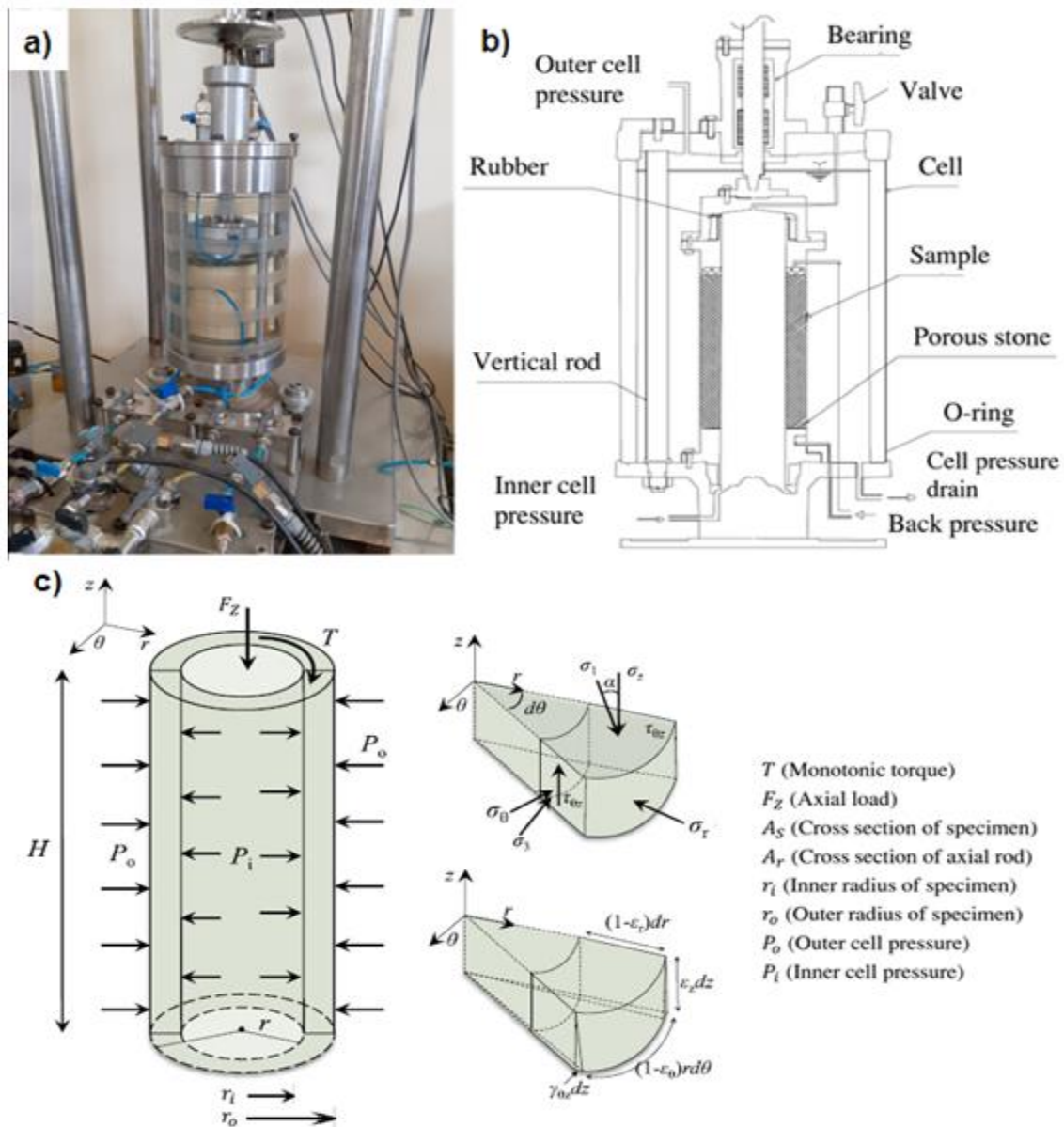
Materials and Methods

Materials

Firoozkuh's standard quartz sand, designated F161, was used as the sand material for the experiments. This sand has a golden yellow color. The used silt is also a non-plastic silt with brown color. The plasticity index of the silt is about 2 and can be considered non-plastic because its plasticity index is less than 5%.

Hollow Cylinder Torsional Shear Apparatus

The behavior of the soil is basically depends on the applied stress path, which for geotechnical structures includes the rotation of the main stress direction around three axes. The hollow cylinder torsional provides the possibility of simultaneous application of axial load, torque, internal and external pressures. Therefore, a control on both principal stress and intermediate principal stress directions is included in the stress path approach. Figure (1) shows the Urmia University HCTS device used in this study and its schematic form. In order to study the effect of inherent anisotropy, the angle α° and the parameter of the intermediate stress ratio (b) are kept constant during torsional shearing. In order to control α and b to achieve the desired stress paths, the general equations of the hollow cylinder torsion have been defined in the device by Bahadori et al. (Bahadori et al., 2008).



- T (Monotonic torque)
- F_z (Axial load)
- A_s (Cross section of specimen)
- A_r (Cross section of axial rod)
- r_i (Inner radius of specimen)
- r_o (Outer radius of specimen)
- P_o (Outer cell pressure)
- P_i (Inner cell pressure)

Fig. 1. Hollow cylindrical apparatus. a) HCTS of Urmia University with a specimen in the test. b) Schematic view of torsional shear hollow cylindrical. c) Geometric characteristics and stress conditions applied to HCTS.

Results and Discussion

In order to investigate the effect of low silt content on the anisotropic behavior of sand, a series of tests of undrained hollow torsional were performed on Firoozkuh

sand. In this research, the value of the intermediate stress ratio is 0.5 and the inclination angles are set at 15, 30 and 60°. The data of the tests are presented in Table 1.

[Downloaded from gnf.khu.ac.ir on 2026-06-30]

[DOR: 20.1001.1.2538449.1403.10.1.8.0]

[DOI: 10.22034/KJES.2024.10.1.107331]

Table 1. Summary of torsional shear hollow cylindrical tests performed during the present study

No.	FC (%)	P _c (kPa)	α°	e	e _{min}	e _{max}	D _r
T1	0	100	15	0.738	0.548	0.874	41.7
T2	0	100	30	0.739	0.548	0.874	41.4
T3	0	100	60	0.737	0.548	0.874	42
T4	0	200	15	0.727	0.548	0.874	45
T5	0	200	30	0.728	0.548	0.874	44.8
T6	0	200	60	0.729	0.548	0.874	44.5
T7	5	100	15	0.732	0.519	0.892	42.9
T8	5	100	30	0.73	0.519	0.892	43.4
T9	5	100	60	0.729	0.519	0.892	43.6
T10	5	200	15	0.722	0.519	0.892	45.5
T11	5	200	30	0.719	0.519	0.892	46.3
T12	5	200	60	0.72	0.519	0.892	46.1
T13	10	100	15	0.691	0.491	0.911	52.3
T14	10	100	30	0.69	0.491	0.911	52.5
T15	10	100	60	0.689	0.491	0.911	52.8
T16	10	200	15	0.678	0.491	0.911	55.4
T17	10	200	30	0.681	0.491	0.911	54.8
T18	10	200	60	0.68	0.491	0.911	55

Behavior of host sand under rotation of principal stress direction

Figure (2) shows the results of clean sand under initial effective stress of 100 and 200 kPa, according to the results with as the main stress angle (α°) is increased, the behavior becomes softer and more contractive. The minimum strength occurs when the main stress angle is 60° . Such systematic softening has been attributed to inherent anisotropy in sedimentary sands (Arthur and Menzies, 1972). During shearing, the sand particles continuously restructure by sliding and moving to create an optimal and unique anisotropic structure with respect to the loading conditions in the critical state, and according to the results, entanglement between the sand grains along the long axis parallel to the direction of the shear plane is the worst case in terms of resistance. In other words, sand particles have the greatest tendency to slide on each other when the main stress is parallel to the

direction of the longitudinal axis of the sand particles (Li and Yu, 2009; Xiong et al., 2016).

Behavior of silty sand under rotation of principal stress direction

In figures (3) and (4), respectively, the effect of rotation of the main stress angle on the behavior of sand containing 5 and 10% silt can be evaluated. The addition of 5% of silt increases the peak shear strength of the sample by about 18, 12, and 7%, respectively, for angles of 15, 30, and 60° (comprehensive stress of 200 kPa). However, with the increase in the amount of fine grains (from 5% to 10%), the process is reversed and with the involvement of silt particles in the loading cycle, they have a negative effect on the structure of the sand and the behavior becomes more contractive, so that the peak shear strength of the sample reduces by about 14, 13 and 12% for angles of 15, 30 and 60° , respectively. Therefore, the presence of fine grains mixed with sand

changes the structure of the soil compared to the host sand.

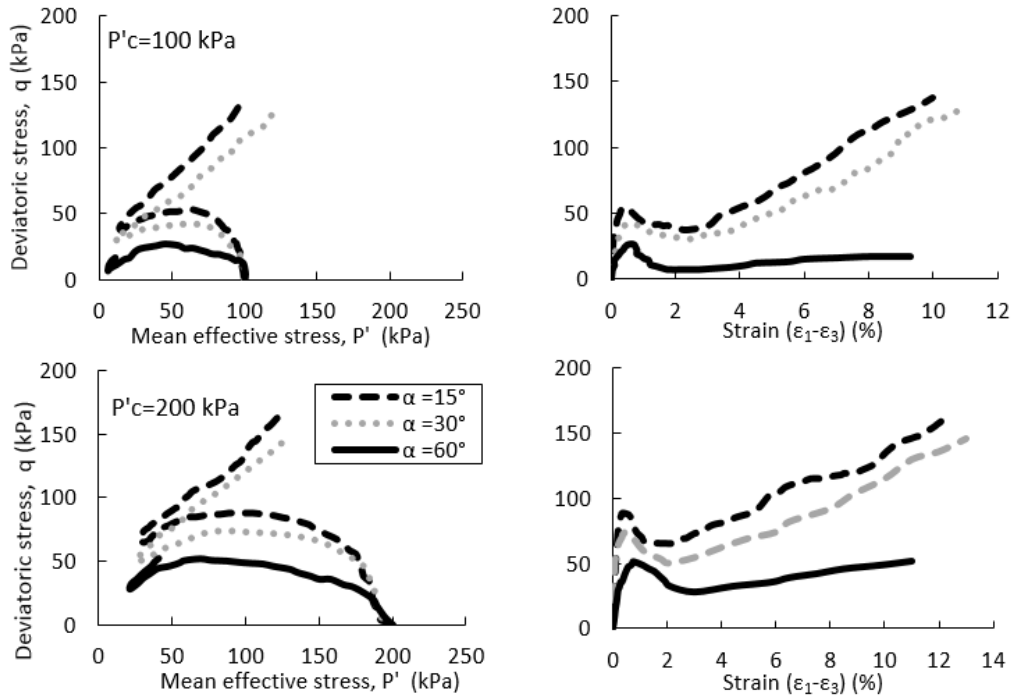


Fig. 2. Effect of inclination angle (α°) on the behavior of host sand.

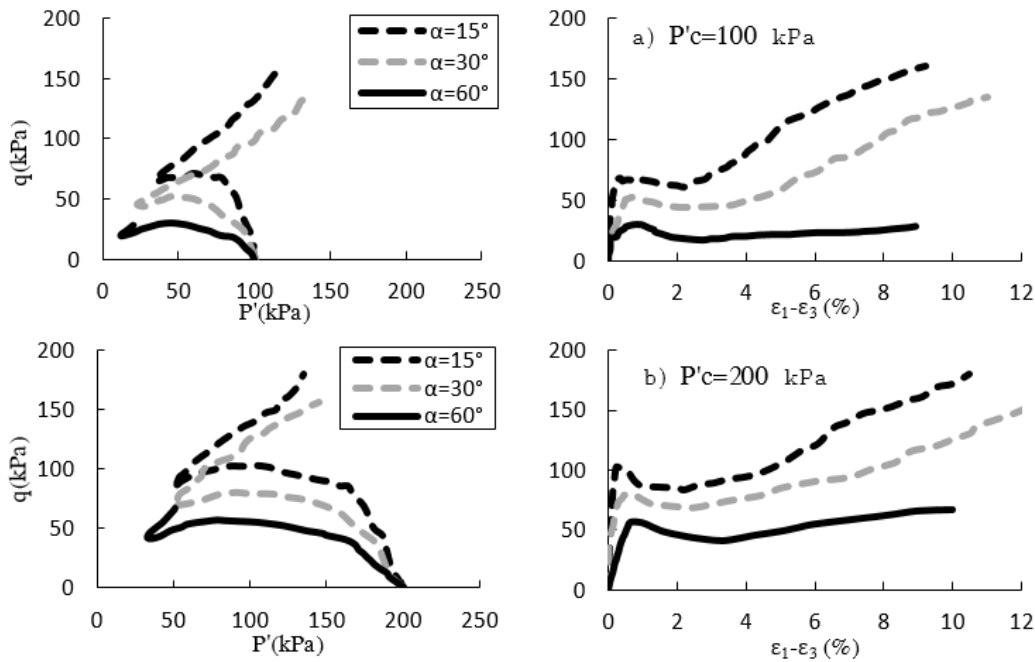


Fig. 3. Effect of inclination angle on the behavior of Firoozkuh sand with 5% silt content.

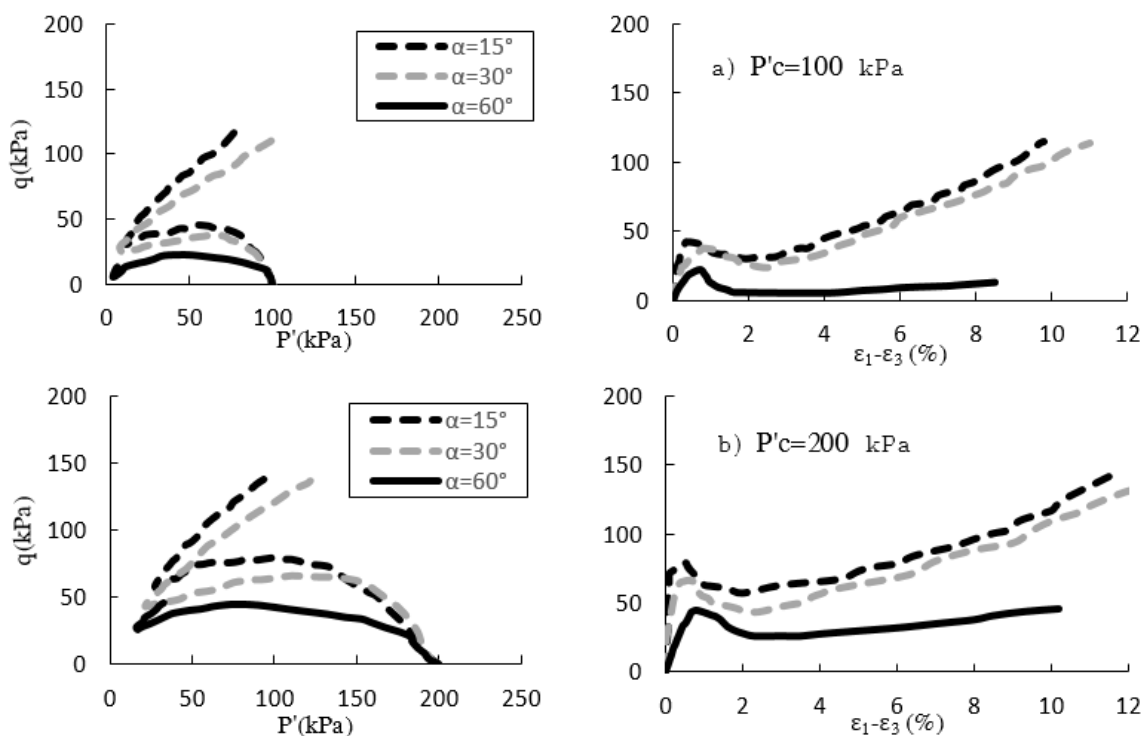


Fig. 4. Effect of inclination angle on the behavior of Firoozkuh sand with 10% silt content.

Conclusions

In this article, the effect of anisotropy on the stress-strain behavior of sand and silt mixtures was studied using hollow cylinder tests, and the main results can be summarized as follows:

1. The behavior of sand in this research, according to the category of undrained behavior of sands, is similar to the behavior of loose sand, which is a strain softening behavior with limited strain. This type of behavior is characterized by the initial maximum shear strength at a small strain, then at moderate strains the shear resistance reaches the minimum value (quasi-stable point (QSS)). After the minimum strength, the shear strength is increases to its maximum value with a re-hardening.

2. As the main stress angle (α°) increases, the behavior becomes more softening and contractive. Under the angle of 60° , the behavior of the sample is strongly contracted and the greatest decrease in the strength of the sand sample is observed, and such strain softening is attributed to the inherent anisotropy in sedimentary sands. This

increase in strain softening behavior increases the brittleness index.

3. By adding a small percentage of layer, the overall structure of the sand skeleton remains constant and the samples can still be evaluated based on the overall behavior of the host sand.

4. Under the main stress angle of 15° , with the addition of 5% of the silt, the strength of the sample reaches its maximum value, but with the addition of more silt content (10%), the strength is decreased, so the value 5% is the turning point of the behavior of the sample.

5. To check the anisotropic behavior, the samples were evaluated under the main stress angle of 30° and 60° . Under these angles, same as at $\alpha=15^\circ$ with the addition of 5% of the silt, it strength is more than the host sand, but the amount of this increase in the strength of the sample has an inverse relationship with the increase in the angle of the main stress. In other words, with the increase of the inclination angle (α°), the effect of fine grain in increasing the strength and decreasing the contractive behavior of the samples is decreased.

6. In the examination of the anisotropy index parameter, which shows the amount of changes in the strength of the samples with the increase of the main stress angle, it is observed that the increase in confining stress causes a decrease in the anisotropy index. Also, with the increase in the percentage of the silt content, the anisotropy ratio has slightly decreased. In other words, with increase in the percentage of the silt, influence of the inclination angle is decreased.

References

Arthur, J., Menzies, B., 1972. Inherent anisotropy in a sand. *Geotechnique* 22, 115-128.
 Bahadori, H., Ghalandarzadeh, A., Towhata, I., 2008. Effect of non plastic silt on the anisotropic behavior of sand. *Soils and Foundations* 48, 531-545.

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, 281-296.
 Li, X., Yu, H.-S., 2009. Influence of loading direction on the behavior of anisotropic granular materials. *International Journal of Engineering Science* 47, 1284-1296.
 Radjai, F., Azéma, E., 2009. Shear strength of granular materials. *European journal of environmental and civil engineering* 13, 203-218.
 Xiong, H., Guo, L., Cai, Y., Yang, Z., 2016. Experimental study of drained anisotropy of granular soils involving rotation of principal stress direction. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 20, 431-454.
 Yamamuro, J.A., Lade, P.V., 1998. Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 124, 868-877.
 Yoshimine, M., Ishihara, K., 1998. Flow potential of sand during liquefaction. *Soils and Foundations* 38, 189-198.

CRedit authorship contribution statement

	Conceptualization, Validation, Formal analysis, Investigation, Resources, Writing - Original Draft, Writing - Review & Editing
Vahid Mohammadi Ghaleh Aziz	
	Conceptualization, Methodology, Validation Formal analysis, Resources, Data Curation, Writing - Review & Editing, Supervision, Project administration, Funding acquisition
Hadi Bahadori	



Research Article

OPEN ACCESS

Kharazmi Journal of Earth Sciences

Journal homepage <https://gnf.khu.ac.ir>

تأثیر چرخش جهت تنش اصلی بر مقاومت برشی زهکشی نشده ماسه لای دار

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

۱. دکترای عمران، گروه مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی آیین کمال ارومیه، ارومیه، ایران.

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

چکیده

اطلاعات مقاله

ساخت سازه‌های ژئوتکنیکی در خاک‌های ماسه‌ای، نیازمند ارزیابی باربری در شرایط زهکشی نشده است. مقاومت برشی زهکشی نشده به عوامل زیادی از جمله چرخش تنش اصلی (رفتار ناهمسان) بستگی دارد. ولی تأثیر این چرخش تنش اصلی (α) اغلب به علت سختی در انعکاس این پدیده در تحقیقات آزمایشگاهی، نادیده گرفته می‌شود. دستگاه برش پیچشی استوانه توخالی امکان بررسی ناهمسانی مقاومت برشی در خاک‌ها را فراهم می‌کند. از سوی دیگر بیشتر رسوبات ماسه حاوی مقادیر مختلف ریزدانه‌های لای می‌باشند که تأثیر قابل توجهی بر رفتار ماسه می‌گذارند و بررسی رفتار ناهمسانی این خاک‌های مخلوط (به ویژه در درصد کم) به طور کامل مورد مطالعه قرار نگرفته است. این تحقیق شامل ۱۸ آزمایش زهکشی نشده با استفاده از دستگاه برش پیچشی استوانه‌ای توخالی بر روی ماسه فیروزکوه حاوی درصد کم لای می‌باشد. نمونه‌ها دارای ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد لای بوده و اثر زاویه تنش اصلی (α°) با تأکید بر مقادیر ریزدانه بررسی می‌شود. این پارامتر به عنوان پارامتر کلیدی که ویژگی‌های ناهمسانی را نشان می‌دهد در نظر گرفته شده که مربوط به ناهمسانی ذاتی در ساختار ماسه در طول رسوب است و مقادیر ۱۵، ۳۰ و ۶۰ درجه در آزمایش‌ها اعمال می‌گردد. بر اساس نتایج بدست آمده، افزایش زاویه تنش اصلی منجر به رفتار انقباضی بیشتر در ماسه می‌شود. با افزودن درصد کم لای، ساختار کلی اسکلت ماسه ثابت می‌ماند و همچنان نمونه‌ها بر اساس رفتار کلی ماسه میزبان قابل ارزیابی می‌باشند. در نمونه‌های حاوی ۵ درصد کاهش رفتار انقباضی و افزایش مقاومت (به ترتیب ۱/۸، ۱۲ و ۷/۷ درصد برای زوایای ۱۵، ۳۰ و ۶۰ درجه) مشاهده می‌شوند، ولی با افزایش ۱۰ درصد مقاومت کاهش یافته (کمتر از ماسه میزبان) و رفتار انقباضی‌تر می‌شود. در رفتار ناهمسان با افزایش زاویه تنش اصلی تأثیر ریزدانه در افزایش مقاومت و کاهش رفتار انقباضی نمونه‌ها به‌عنوان یک پارامتر مهم در خاک‌های مخلوط کاهش می‌یابد.

تاریخچه مقاله

دریافت: ۱۴۰۳/۰۳/۲۴

پذیرش: ۱۴۰۳/۰۶/۱۹

واژه‌های کلیدی

رفتار ناهمسان، ماسه فیروزکوه، دستگاه برش پیچشی استوانه توخالی، رفتار انقباضی.



مقدمه

فنی مورد مطالعه قرار گرفته است و از سوی دیگر، تأثیر ریزدانه لای غیر پلاستیکی بر رفتار خاک‌های ماسه‌ای به‌طور گسترده در دهه‌های گذشته مورد بحث قرار گرفته است. گرچه، اکثر مطالعات صورت گرفته با استفاده از دستگاه سه محوری می‌باشند. بنابراین مطالعات تأثیر لای بر رفتار ماسه به ویژه در شرایط ناهمسان همچنان محل بحث است و مطالعات محدودی در مورد این موضوع وجود دارد.

در رفتارشناسی ناهمسان پارامتر زاویه تنش اصلی (α°) نسبت به رسوب‌گذاری (جهت عمودی) برای نشان دادن چرخش تنش‌های اصلی استفاده می‌شود و پارامتر $b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$ نشان‌دهنده نسبت

مقاومت برشی زهکشی نشده یکی از پارامترهای اساسی تعیین کننده خواص مکانیکی خاک‌های ماسه‌ای می‌باشد. مقدار این پارامتر به عوامل زیادی از جمله چرخش تنش اصلی بستگی دارد. مطالعات انجام شده تاکنون نشان دهنده تأثیر قابل توجه چرخش تنش اصلی بر مقاومت برشی زهکشی نشده ماسه است و بسیاری از محققین این وابستگی به چرخش تنش اصلی (رفتار ناهمسان خاک) را یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های خاک می‌دانند (Radjai and Azéma, 2009). با توجه به اهمیت موضوع، ناهمسانی در رفتار ماسه‌های تمیز در ادبیات

DOI <https://doi.org/10.22034/KJES.2024.10.1.107331>

*نویسنده مسئول: وحید محمدی قلعه عزیز va.mohammadi@urmia.ac.ir

استناد به این مقاله: محمدی قلعه عزیز، و. بهادری، ه. (۱۴۰۳) تأثیر چرخش جهت تنش اصلی بر مقاومت برشی زهکشی نشده ماسه لای دار. مجله علوم زمین خوارزمی. جلد

۱۰، شماره ۱، صفحه ۱۷۹ تا ۲۰۷. <https://doi.org/10.22034/KJES.2024.10.1.107331>

ذرات در اثر برش و نوع مصالح باشد. لیکن وابستگی پاسخ نمونه‌ها به جهت تنش اصلی همچنان مورد تأکید است.

این وابستگی قابل توجه رفتار ماسه به جهت تنش‌های اصلی نشان دهنده ناهمسانی ذاتی در ماده به دلیل آرایش ذرات خاک است. بنابراین بدیهی است که ناهمسانی ذاتی تأثیر قابل توجهی بر رفتار ماسه دارد، اما در بیشتر موارد بررسی رفتار تنش-کرنش خاک و گزارش‌های روانگرایی ماسه‌های حاوی لای مشاهده می‌شود (Yamamuro and Lade, 1998) و رسوبات ماسه طبیعی اغلب حاوی مقادیر متفاوتی از ریزدانه (FC) است.

نتایج تعدادی از آزمایش‌های فشاری سه‌محوره (بدون در نظر گرفتن شرایط ناهمسان) که بر روی مخلوط‌های ماسه میزبان و ریزدانه‌های کمتر از ۱۰ درصد انجام شده، نشان می‌دهند که حتی مقدار کم ریزدانه ممکن است به طور قابل توجهی بر رفتار زهکشی نشده ماسه تأثیرگذار باشد. گراتچف و همکاران (Gratchev et al., 2006) روانگرایی مخلوط‌های ماسه و ریزدانه (کمتر از ۱۵ درصد) را بررسی کردند و نشان دادند که مقدار کم ریزدانه (۷ درصد) می‌تواند باعث روان شدن سریع شود، در حالی که مقدار بیشتر از ۱۱ درصد می‌تواند مقاومت خاک را در برابر روانگرایی افزایش دهد. سید و همکاران (Seed et al., 1983) تأثیر مقادیر ریزدانه بر خاک‌های دانه‌ای را با استفاده از داده‌های میدانی مورد مطالعه قرار دادند و بر اساس نتایج مشاهده شد که در اکثر رویدادهای روانگرایی، زمین از ماسه‌هایی با مقدار ریزدانه کمتر از ۱۵ درصد تشکیل شده است و محتوای خاک ریزدانه بزرگتر از ۱۵ درصد معمولاً باعث افزایش مقاومت خاک می‌شود. بازیار و همکاران (Baziar et al., 2010) نشان دادند که با افزایش تا ۳۰ درصد لای به ماسه فیروزکوه مقاومت در برابر روانگرایی کاهش می‌یابد. یامامورو و لید (Yamamuro and Lade, 1998) نشان دادند که وجود درصد کم ریزدانه لای (۷ درصد) باعث رفتار معکوس ماسه سست نوادا^۳ می‌شود. آنها استدلال کردند که دلیل اصلی این رفتار تفاوت بین ساختار ذرات ماسه لای‌دار و ماسه تمیز است. بر اساس این فرضیه، وجود ریزدانه‌ها تراکم‌پذیری خاک مخلوط را بیشتر از ماسه تمیز افزایش می‌دهد و حتی چگالی نسبی مخلوط بیشتر

تنش‌های میانی است (σ_1, σ_2 و σ_3 به ترتیب تنش‌های اصلی یا بیشینه، میانی و کمینه هستند). جهت‌های تنش اصلی و مقادیر b می‌توانند باعث تغییر در رفتار خاک شوند. بنابراین a و b به عنوان پارامترهای کلیدی برای بررسی ناهمسانی ماسه‌ها انتخاب می‌شوند که در این راستا دستگاه برش پیچشی استوانه‌ای توخالی^۱ (HCTS) بهترین دستگاه برای مطالعه این پارامترها می‌باشد. آزمایش‌های زیادی توسط دستگاه برش پیچشی استوانه‌ای توخالی (HCTS) برای اثبات اثر ناهمسانی در رفتار ماسه‌ها انجام شده است (Gutierrez et al., 1991; Lade et al., 2008; Nakata et al., 1998; Rodriguez and Lade, 2013; Sivathayalan and Vaid, 2002; Yang et al., 2016; Zamanian, 2022).

اثر ناهمسانی در ماسه توپورا^۲ توسط یوشیمینه و همکاران (Yoshimine et al., 1998) مورد مطالعه قرار گرفته است. هنگامی که زاویه تنش اصلی بزرگتر می‌شود، رفتار به وضوح نرم‌شونده می‌شود و رفتار انقباضی بیشتری نشان می‌دهد. بر اساس این مطالعه در زاویه تنش اصلی ۱۵ درجه رفتار همچنان سخت‌شونده می‌باشد ولی تحت زاویه تنش اصلی ۷۵ درجه یک رفتار نرم‌شونده شدید مشاهده شده است. رازقی و رومیانی (Razeghi and Romiani, 2015) به منظور بررسی تأثیر جهت تنش اصلی بر رفتار ماسه فیروزکوه، مجموعه‌ای از آزمایش‌های زهکشی را با استفاده از دستگاه استوانه‌ای پیچشی توخالی انجام دادند. آنها نشان دادند که مقاومت برشی با افزایش α (از محدوده صفر تا ۶۰ درجه) کاهش می‌یابد. نتایج مشابهی نیز توسط محققین دیگر گزارش شده است (Bahadori et al., 2008; Khayat et al., 2014; Yang et al., 2016). فرشباغ آقاجانی و صالح زاده (Farshbaf Aghajani and Salehzadeh, 2015) رفتار ناهمسان زهکشی نشده ماسه کربناته بوشهر با دانسیته ۲۰ درصد را بررسی کردند. در این مطالعه حداکثر مقاومت در زاویه تنش اصلی صفر درجه، مشابه مطالعات قبلی به دست آمده است. با این حال، برخلاف اکثر تحقیقات، حداقل مقاومت در زاویه ۳۰ درجه به دست آمده که ممکن است مربوط به شکستگی

^۳ Nevada Sand

^۱ Hollow Cylindrical Torsional Shear

^۲ Toyoura Sand

بر رفتار ماسه انجام دادند. در این تحقیق نمونه‌ها تحت زاویه ۱۵ درجه، دارای رفتار نرم‌شونده- سخت‌شونده کرنشی هستند ولی تحت زاویه ۶۰ درجه، یک رفتار نرم‌شونده قابل مشاهده است. با افزودن ذرات رس به ماسه میزبان تا ۳ درصد مقاومت زهکشی نشده نمونه افزایش یافته و سپس با افزایش میزان رس تا ۱۰ درصد مقاومت نمونه کاهش می‌یابد. ولی تحت زاویه ۶۰ درجه یک روند کاهشی در مقاومت تا ۵ درصد رس مشاهده می‌شود و با افزایش بیشتر درصد رس بر خلاف زوایای تنش اصلی ۱۵ و ۳۰ درجه، افزایش در مقاومت پیک نمونه مشاهده می‌شود. به طوری که در ۱۰ درصد رس مقدار مقاومت نمونه از ماسه میزبان بیشتر می‌شود که این رفتار را می‌توان به ذات چسبنده ذرات رس نسبت داد.

با توجه به موارد ذکر شده و جمع‌بندی از ادبیات فنی می‌توان مشاهده کرد که محققین در بررسی رفتار خاک‌های ماسه‌ای مخلوط با ریزدانه اغلب بر درصدهای بالاتر از ۱۰ متمرکز شده‌اند و در بررسی رفتار ناهمسان این دسته خاک‌ها مطالعات بسیار محدودتر می‌شود که توسط چند محقق (شامل محققین این مقاله) بر روی درصد بالای لای صورت گرفته است. در بررسی رفتار ناهمسان خاک ماسه حاوی درصد کم ریزدانه، مطالعات محدودتر شده که تأثیر ریزدانه رس (توسط محققین این مقاله) در ادبیات فنی موجود است. لذا جهت تکمیل روند مطالعاتی در این مقاله بر بررسی تأثیر ریزدانه لای غیر پلاستیک بر رفتار ناهمسان پرداخته می‌شود. روند مطالعاتی و نکات مورد توجه و اهداف این تحقیق به صورت زیر است:

- رفتار متفاوت ماسه حاوی درصد کم و زیاد ریزدانه طبق ادبیات فنی.
- بررسی رفتار ماسه حاوی درصد کم لای به ویژه در شرایط ناهمسان.
- بررسی اثر درصد کم لای غیر پلاستیکی (۰، ۵ و ۱۰ درصد) بر ناهمسانی ماسه با استفاده از دستگاه برش پیچشی استوانه‌ای توخالی.

می‌شود و رفتار معکوس در نتیجه افزایش تراکم‌پذیری بهبود می‌یابد. به عبارت ساده‌تر، ماسه دارای ۷ درصد لای رفتار پایدارتری نسبت به ماسه خالص دارد. جرادی و همکاران (Jradi et al., 2022) با آزمایش‌های زهکشی نشده بر روی ماسه فونتین بلو^۴ حاوی ۵ درصد ریزدانه سیلیکا غیرپلاستیک تحت دو وضعیت تراکمی سست و متوسط مشاهده کردند که افزودن این درصد ریزدانه باعث افزایش مقاومت پیک نمونه‌ها می‌شود. این تأثیر حتی در نمونه تحت دانسیته اولیه ۱۰ درصد که یک رفتار نرم‌شونده داشته، مشاهده شده است.

در بررسی تأثیر ریزدانه لای بر رفتار ناهمسان ماسه مطالعات محدودی صورت گرفته که این مطالعات نیز بر درصدهای بالای ریزدانه تمرکز داشته است. بهادری و همکاران (Bahadori et al., 2008) یک مطالعه جامع با استفاده از دستگاه برش پیچشی استوانه توخالی روی ماسه سیلیسی فیروزکوه^۵ و درصدهای مختلف ماسه و لای (۳۰، ۱۵ و ۷۰ درصد لای) انجام دادند. در این تحقیق مقدار α بین ۱۵ تا ۷۵ درجه متغیر بوده و مقدار نسبت تنش میانی (b) در تمام آزمایشات ۰/۵ در نظر گرفته شده است. در آزمایش تحت زاویه ۱۵ درجه، رفتار ماسه کاملاً سخت‌شونده است و رفتار نرم‌شونده و انقباضی به هیچ عنوان مشاهده نمی‌شود. در صورتی که در آزمایش تحت زاویه ۷۵ درجه، رفتار نرم‌شونده قابل مشاهده است. با مقایسه نتایج مخلوط ماسه و ۱۵ درصد لای با ماسه خالص می‌توان دریافت که تأثیر ناهمسانی در مخلوط‌های ماسه و لای کمتر از نمونه‌های ماسه خالص است و افزودن ۳۰ و ۷۰ درصد لای به ماسه سبب کاهش شدید مقاومت برشی ماسه‌ها شده است و افزایش زاویه تنش اصلی تأثیر کمتری بر روی رفتار این ترکیبات دارد. در مطالعه دیگر که توسط خیاط و همکاران (Khayat et al., 2014) بر روی تأثیر لای (۳۰، ۱۵، ۵۰ درصد) بر رفتار ماسه همدان و تهران به ترتیب با دانه‌های گرد و بسیار زاویه‌دار صورت گرفته و نتایج مشابهی گزارش شده است.

بهادری و محمدی (Bahadori and Mohammadi, 2024) مطالعه‌ای را با دستگاه استوانه توخالی بر روی تأثیر درصد کم ریزدانه رس کائولین

^۵ Firoozkuh Sand

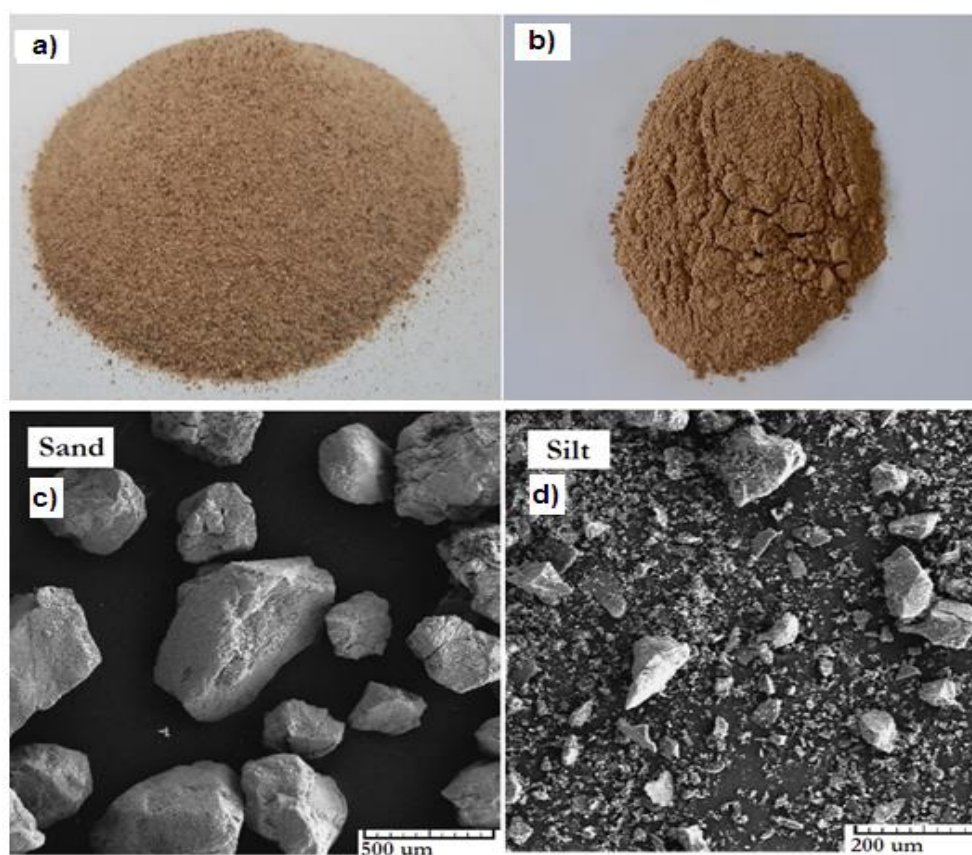
^۴ Fontainebleau Sand

برای مصالح ماسه‌ای آزمایش‌ها از ماسه استاندارد سیلیسی فیروزکوه استفاده شده است که به اختصار ماسه ۱۶۱ نامیده می‌شود. این ماسه رنگ زرد متمایل به طلایی دارد (شکل ۱-ا). لای مورد استفاده نیز لای غیرپلاستیک فیروزکوه با رنگ قهوه‌ای می‌باشد (شکل ۱-ب). شاخص پلاستیسیته^۶ لای حدود ۲ می‌باشد و با توجه به اینکه کمتر از ۵ درصد می‌باشد، می‌توان آن را غیر پلاستیک در نظر گرفت. تصاویر میکروسکوپی مصالح ماسه و لای به ترتیب در اشکال ۱-ا و ۱-د ارائه شده است. منحنی دانه‌بندی مصالح در شکل ۲ قابل مشاهده است. مشخصات فیزیکی مصالح در جدول ۱ و نتایج آنالیز شیمیایی لای در جدول ۲ ارائه شده است.

- انجام آزمایش‌ها بر روی نمونه‌های تحت زاویه تنش‌های اصلی ۳۰، ۱۵ و ۶۰ درجه.
- ارائه نتایج در چهارچوب نمودارهای تنش- کرنش و مسیر تنش بر اساس درصد لای و زاویه تنش اصلی متغیر.
- تفسیر نتایج و تفسیر مکانیسم‌های رفتاری.

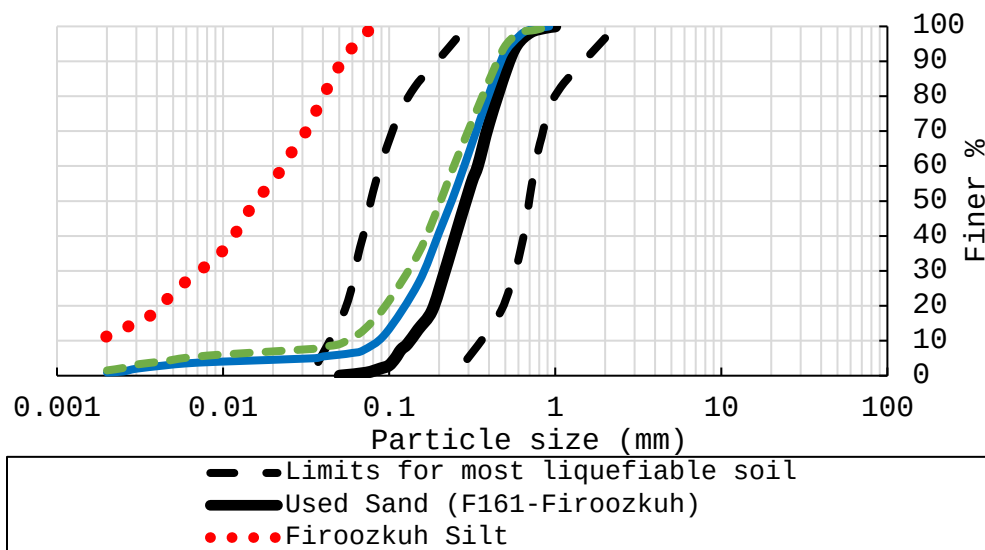
مواد و روش‌ها

مصالح



شکل ۱- مصالح مورد استفاده در این پژوهش. (a) ماسه فیروزکوه (شماره ۱۶۱). (b) لای فیروزکوه. (c) تصویر میکروسکوپی ماسه. (d) تصویر میکروسکوپی لای.
Fig. 1. Materials used in this study. a) Firoozkuh sand (F161). b) Firoozkuh silt. c) Scanning electron microscopic (SEM) image of sand. d) SEM image of silt.

^۶ Plasticity Index (PI)



شکل ۲- منحنی دانه‌بندی مصالح مورد آزمایش

Fig. 2. Grain size distribution curves of tested materials

جدول ۱- مشخصات فیزیکی مصالح مورد آزمایش

Table 1. Physical properties of tested materials

Material	G _s	e _{min}	e _{max}	D10 (mm)	D50 (mm)	LL	PL	PI	Cc	C _u	Soil type
F161 sand	2.65	0.548	0.874	0.16	0.27	-	-	-	0.88	1.87	SP
Silt	2.67	0.612	1.21	-	d50=0.03	24	22	2	-	-	ML

Note: G_s=specific gravity; C_u = coefficient of uniformity; C_c = coefficient of curvature; LL= liquid limit; PL= plastic limit; PI=plasticity index

جدول ۲- اجزای شیمیایی لای

Table 2. Chemical components of silt

Material	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	K ₂ O	Na ₂ O	TiO ₂	SO ₃	LOI
Silt	78.2	5.87	4.12	2.82	0.35	0.42	0.11	0.3	0.13	7.68

از حالت نرم‌شونده به سخت‌شونده به دانسیته نسبی مربوط می‌شود (Bishop, 1971).

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (1)$$

با افزودن ذرات لای به ماسه میزبان دو پارامتر نسبت تخلخل حداکثر و نسبت تخلخل حداقل موجود در رابطه دانسیته نسبی تغییر می‌کند. بنابراین، این دو نسبت تخلخل در درصد‌های مختلف لای برای

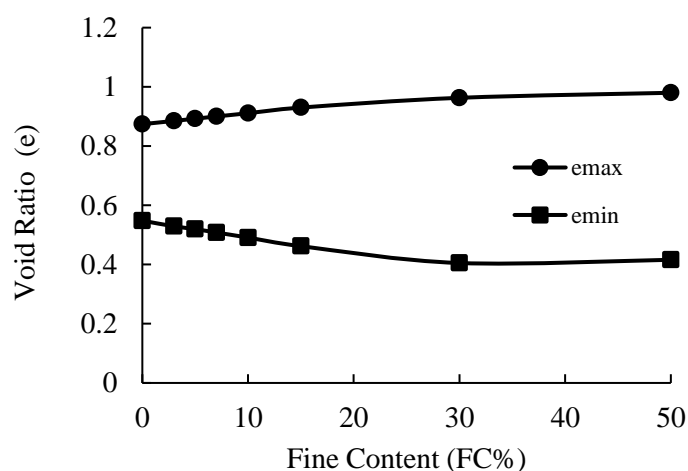
نسبت تخلخل حداکثر و حداقل مخلوط ماسه و لای

یک عامل موثر در رفتار کلی ماسه‌های اشباع در بارگذاری یکنواخت، دانسیته نسبی خاک^۱ (رابطه ۱) است. نمونه‌های تهیه‌شده در چگالی کم معمولاً در آزمایش‌ها رفتار انقباضی نشان می‌دهند. این رفتار باعث ایجاد اضافه فشار آب منفذی در آزمایشات زهکشی نشده شده و تنش موثر همه جانبه را کاهش می‌دهد. تغییر رفتار تنش-کرنش

^۱ Relative Density (D_r)

درصد ریزدانه کاهش یافته و سپس در درصدهای بیشتر دوباره افزایش می‌یابد. ریزدانه متناسب با حداقل نسبت تخلخل، درصد ریزدانه آستانه[^] (FC_{th}) نامیده می‌شود.

مخلوط ماسه-لای فیروزکوه طبق استانداردهای ASTM 4253 (ASTM, 2006a) و ASTM 4254 (ASTM, 2006b) تعیین می‌شوند. با توجه به شکل ۳، نسبت تخلخل حداقل مخلوط ماسه-لای فیروزکوه تا حدود ۳۰



شکل ۳- نسبت تخلخل حداکثر و حداقل مخلوط لای و ماسه فیروزکوه

Fig. 3. Minimum and maximum void ratios for the Firoozkuh sand-silt mixtures

است. جرم مخلوط ماسه و لای با توجه به تراکم نسبی مورد نیاز اولیه و حجم اولیه مشخص، طبق رابطه (۱) محاسبه می‌شود.

$$M_s = \frac{V_m \left(\frac{\left(\frac{100}{FC} \right) G_{SM}}{1 + \left(\frac{100 - FC}{FC} \right) \left(\frac{G_{SM}}{G_{SS}} \right)} \right)}{(1 + e_{max}(1 - D_r) + e_{min} \cdot D_r)} \cdot \gamma_w \quad (1)$$

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 لای، V_m حجم کل نمونه، G_{SM} توده ویژه لای، G_{SS} توده ویژه ماسه و FC درصد ریزدانه لای می‌باشد.

قبل از مرحله اشباع‌سازی، دی‌اکسیدکربن (CO_2) و آب بدون هوا از نمونه عبور داده می‌شود. زمان گردش برای دی‌اکسیدکربن در نظر

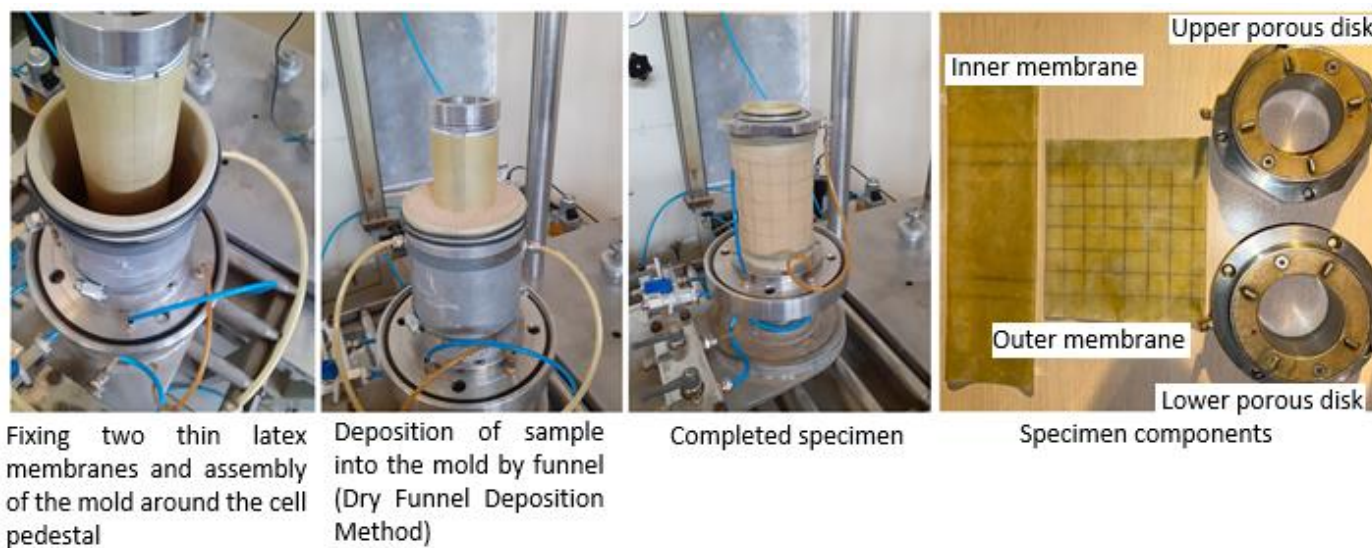
نمونه‌سازی

روش‌های مختلفی برای ساخت نمونه خاک‌های دانه‌ای در مقیاس آزمایشگاهی وجود دارد. خاک پایه می‌تواند مرطوب، خشک یا اشباع باشد. نمونه را می‌توان در قالب به صورت ریزشی تهیه کرد و یا اینکه با ضربه زدن نمونه را فشرده نمود. در این مطالعه از روش ریزشی خشک با قیف به عنوان تکنیک تهیه نمونه استفاده شده که می‌توان نمونه یکنواختی را تهیه کرد (Bahadori et al., 2008; Khayat et al., 2014; Miura and Toki, 1982). نمونه به کمک قیف بلند که در کف داخل قالب قرار می‌گیرد با ارتفاع سقوط تقریباً صفر (جهت جلوگیری از به هم خوردن همگنی نمونه) ریخته می‌شود. در این تحقیق دانسیته اولیه ۲۰ درصد برای تمام نمونه‌ها در نظر گرفته شده

[^] Threshold Fines Content

گرفته شده در آزمایش‌های انجام شده توسط زلاتوویچ و ایشیهارا (Zlatovic and Ishihara, 1997) ۳۰ دقیقه برای ماسه تمیز و ۸ ساعت برای لای خالص بود. در مطالعه حاضر حداقل و حداکثر زمان برای ماسه تمیز ۳۰ و ۴۵ دقیقه برای مخلوط لای ۱۰ درصد بود. پس از گردش CO_2 ، آب بدون هوا از پایین نمونه مشابه CO_2 و در خلاف جهت گرانش وارد شده و به تمام حفره‌های نمونه نفوذ می‌کند. روند اشباع با افزایش فشار همه جانبه ادامه می‌یابد و فشار آب منفذی در چندین مرحله اندازه‌گیری می‌شود. مرحله اشباع‌سازی تا رسیدن به مقدار ضریب اسکمپتون (B) بالای ۹۷ درصد ادامه داده می‌شود. برای جلوگیری از اثر ناهمسانی القایی نمونه‌ها به صورت همسان تحت تنش همه جانبه ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال تحکیم می‌شوند. با توجه به اینکه تمامی آزمایش‌ها انجام شده در این تحقیق از نوع زهکشی نشده (CU)

بوده است، تمامی شیرهای زهکشی در حین تحکیم باز شده و به سیستم متصل می‌شوند و مقدار آب تخلیه شده از نمونه در طول تحکیم را می‌توان با خواندن اعداد بورت در ابتدا و انتهای این مرحله اندازه‌گیری کرد و سپس شیرها بسته شده و مرحله برشی با سرعت گشتاور ۰/۵ درجه در دقیقه که کمترین سرعتی است که می‌توان روی سیستم اعمال کرد، صورت می‌گیرد. پس از اتمام آزمایش نسبت تخلخل نمونه‌ها بر اساس درصد رطوبت اندازه‌گیری شده محاسبه می‌شود (Verdugo and Ishihara, 1996). ابعاد نمونه به ارتفاع ۱۲ سانتی‌متر و قطر داخلی و خارجی ۶ و ۱۰ سانتی‌متر می‌باشد. شکل ۴، مراحل نمونه آماده شده و اجزای آن (لاتکس داخلی و بیرونی، دو کفه نمونه حاوی سنگ متخلخل) را نشان می‌دهد.



شکل ۴- نمونه استوانه توخالی آماده شده و اجزای نمونه

Fig. 4. Prepared hollow cylinder specimen and specimen components

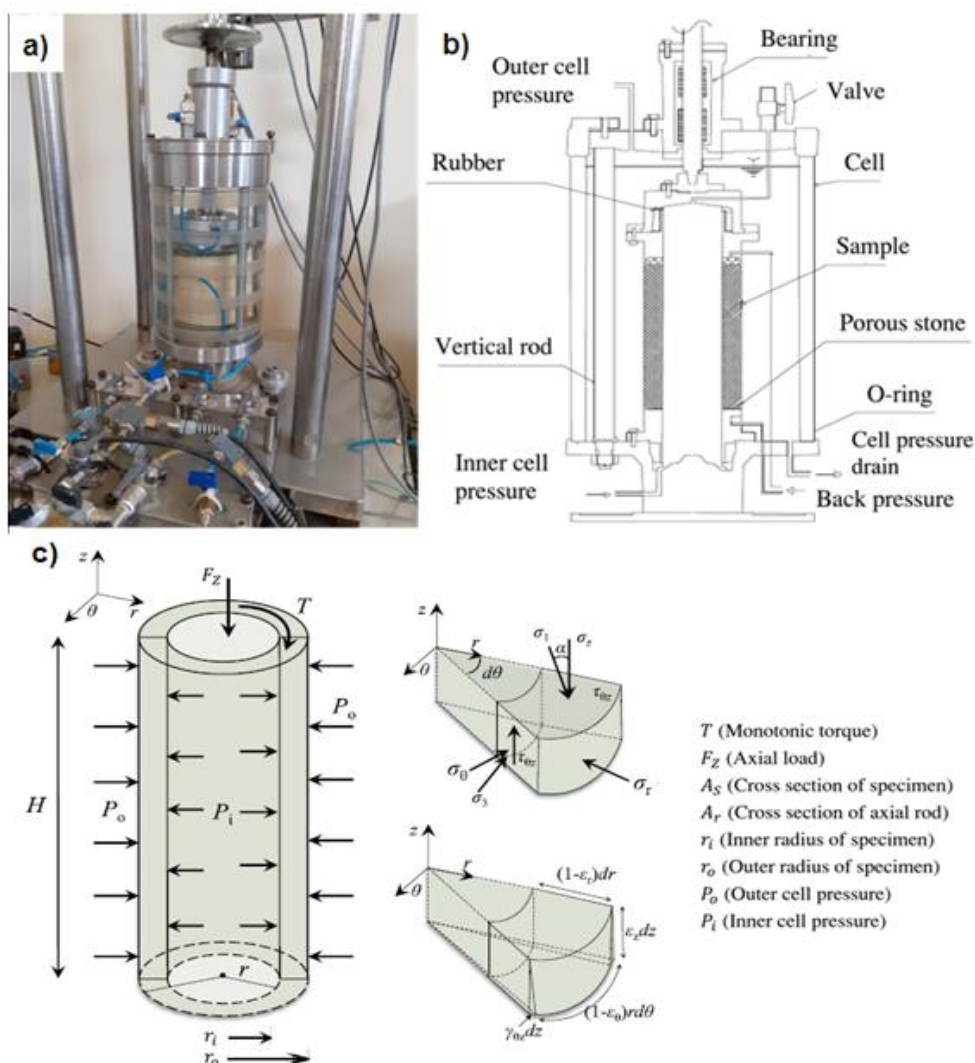
پیچشی استوانه توخالی (HCTS) امکان اعمال همزمان بار محوری، گشتاور، فشارهای داخلی و خارجی را فراهم می‌کند. از این رو یک کنترل بر روی هر دو جهت تنش اصلی و تنش اصلی میانی در رویکرد مسیر تنش گنجانده شده است. لذا امکان بررسی بهتر رفتار ناهمسان ذاتی خاک و پیامدهای آن بر رفتار تنش-کرنش (پس از اوج) فراهم

دستگاه استوانه پیچشی توخالی

رفتار خاک اساساً وابسته به مسیر تنش اعمال شده می‌باشد که این مسیر تنش برای سازه‌های ژئوتکنیکی شامل چرخش جهت تنش اصلی حول سه محور است. در دستگاه برشی سه محوری معمولی کنترل بر جهت‌های تنش اصلی امکان پذیر نیست لیکن دستگاه برشی

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 موردنظر، معادلات کلی دستگاه پیچشی استوانه توخالی طی برنامه‌نویسی توسط بهادری و همکاران (Bahadori et al., 2008) در دستگاه تعریف شده‌اند که این معادلات در جدول ۳ به‌طور خلاصه ارائه شده است.

شده است. از سه مبدل الکتریکی/پنوماتیکی [E/P] برای اعمال فشار موردنیاز برای فشار داخلی و خارجی سلول و نیروی محوری استفاده می‌شود. شکل ۵، دستگاه HCTS دانشگاه ارومیه مورد استفاده در این مطالعه و شکل شماتیک آن را نشان می‌دهد. در این دستگاه برای ثبت رفتار خاک پس از نقطه اوج، از موتوری DC برای آزمایش کنترل کرنش پیچشی استفاده می‌شود که سرعت گشتاور $0/5$ درجه در دقیقه در تمام آزمایش‌ها اعمال می‌شود. به منظور مطالعه اثر ناهمسانی ذاتی،



شکل ۵- دستگاه پیچشی استوانه توخالی. (a) دستگاه HCTS دانشگاه ارومیه با یک نمونه در حال آزمایش. (b) نمای شماتیک استوانه توخالی برشی پیچشی. (c) ویژگی‌های هندسی و شرایط تنش اعمال شده به دستگاه HCTS.

Fig. 5. Hollow cylindrical apparatus. a) HCTS of Urmia University with a specimen in the test. b) Schematic view of torsional shear hollow cylindrical. c) Geometric characteristics and stress conditions applied to HCTS.

جدول ۳- معادلات کلی دستگاه برش پیچشی استوانه توخالی

Table 3. General equations of torsional shear hollow cylindrical apparatus

معادله	پارامتر	
$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \sigma_{z\theta}^2}$	Major principal stresses (σ_1)	تنش اصلی بیشینه
$\sigma_2 = \sigma_r$	Intermediate principal stresses (σ_2)	تنش اصلی میانی
$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \sigma_{z\theta}^2}$	Minor principal stresses (σ_3)	تنش اصلی کمینه
$\sigma_\theta = \sigma_z - \frac{2\sigma_{z\theta}}{\tan 2\alpha}$	Circumferential normal stress	تنش نرمال محیطی
$\sigma_r = \sigma_z - \frac{\sigma_{z\theta}(\cos 2\alpha - 2b + 1)}{\sin 2\alpha}$	Radial normal stress	تنش نرمال شعاعی
$\sigma_{z\theta} = 0.5 \left\{ \frac{1.5T}{\pi(r_o^3 - r_i^3)} + \frac{T}{\pi(r_o^2 + r_i^2)(r_o - r_i)} \right\}$	Shear stress	تنش برشی
$\sigma_z = \frac{F_z + \pi(P_o r_o^2 + P_i r_i^2) - A_r P_o}{A_s}$	Vertical normal stress	تنش نرمال عمودی
$P_i = 0.5 \frac{\sigma_r(r_o + r_i) - \sigma_\theta(r_o - r_i)}{r_i}$	Inner cell pressure (P_i)	فشار داخلی سلول
$P_o = 0.5 \frac{\sigma_r(r_o + r_i) + \sigma_\theta(r_o - r_i)}{r_o}$	Outer cell pressure (P_o)	فشار خارجی سلول
$\gamma_{z\theta} = \frac{\theta(r_{oi}^3 - r_{ii}^3)}{3H(r_{oi}^2 - r_{ii}^2)}$	Shear strain	کرنش برشی
$\varepsilon_\theta = -\frac{(r_o - r_{oi}) + (r_i - r_{ii})}{(r_{oi} - r_{ii})}$	Circumferential strain	کرنش محیطی
$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_z + \varepsilon_\theta}{2} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2}\right)^2 + (\gamma_{z\theta})^2}$	Major principal strain	کرنش اصلی بیشینه
$\varepsilon_3 = \frac{\varepsilon_z + \varepsilon_\theta}{2} - \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2}\right)^2 + (\gamma_{z\theta})^2}$	Minor principal strain	کرنش اصلی کمینه

در معادلات فوق، مشخصات هندسی و بارهای مرزی در شکل ۵ 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 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 می‌باشند.

رفتار زهکشی نشده ماسه‌ها

(۱) رفتار سخت‌شونده کرنشی (غیر روانگرا) ^۹

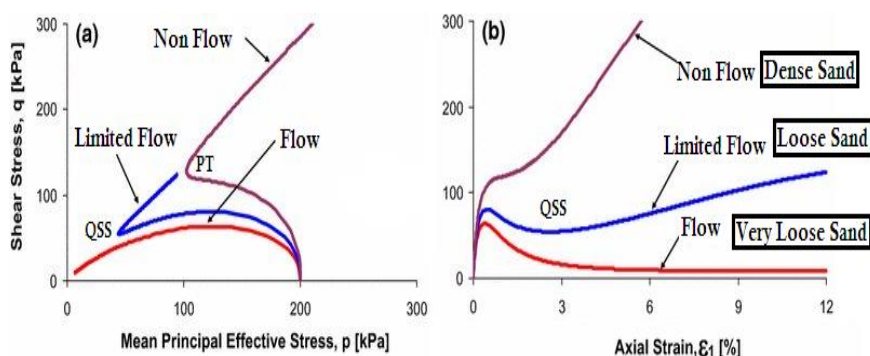
رفتار خاک‌های ماسه‌ای اشباع تحت بارهای یکنواخت زهکشی نشده به طور گسترده مورد آزمایش قرار گرفته است و بر این اساس به سه گروه کلی تقسیم‌بندی می‌شود (شکل ۶):

(۲) رفتار نرم‌شونده-سخت‌شونده کرنشی (روانگرایی محدود) ^{۱۰}

^{۱۰} Satrain-Softening & Hardening (Limited Flow)

^۹ Satrain-Hardening (No Flow)

از روانی جریانی است که به آن روانگرایی کامل استاتیکی می‌گویند (Alarcon-Guzman et al., 1988). این نوع رفتار در حالت بسیار سست ماسه همراه مشاهده می‌شود که با افزایش ناگهانی فشار آب منفذی مثبت تا زمانی که به مقداری برابر با فشار همه جانبه اولیه موثر برسد، همراه است. پس از آن خاک مقاومت برشی خود را به علت کاهش شدید تنش موثر (محدوده صفر) به طور کامل از دست می‌دهد. در این دسته رفتار، منحنی تنش انحرافی با یک مقاومت اوج مربوط به تغییرشکل محوری نسبتاً کوچک مشخص می‌شود و به دنبال آن کاهش ناگهانی و شدید مقاومت تا رسیدن به حالت باقی‌مانده به نام حالت تغییر شکل پایدار مشخص می‌شود.



شکل ۶- طبقه بندی رفتاری زهکشی نشده ماسه‌ها. (a) مسیر تنش (b) تنش- کرنش

Fig. 6. Classification of the undrained behavior of sands. a) Stress path b) Stress-Strain

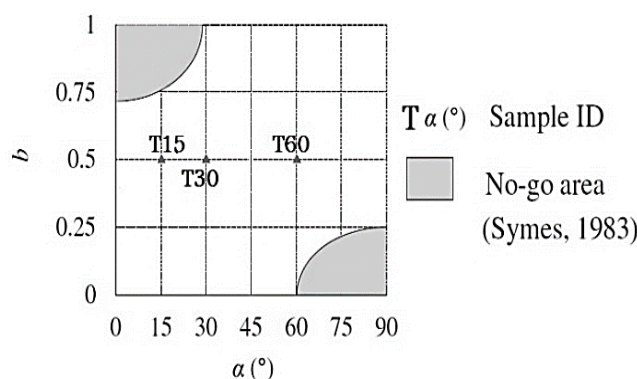
تنش رخ ندهد. شکل ۷ شرایط بارگذاری را بدون مناطق محدود (ممنوع)^{۱۲} نشان می‌دهد. لذا بایستی مقادیر زاویه تنش اصلی و نسبت تنش میانی طوری انتخاب شود که در مناطق ذکر شده قرار نگیرد تا از عدم یکنواختی تنش جلوگیری شود (Symes, 1983). در این پژوهش مقدار نسبت تنش میانی ثابت (۰/۵) و زاویه تنش اصلی در سه مقدار ثابت ۱۵، ۳۰ و ۶۰ درجه تنظیم شده است. اطلاعات آزمایش‌ها در جدول ۴ ارائه شده است.

نتایج

به منظور بررسی تأثیر درصد کم لای بر رفتار ناهمسان ماسه، مجموعه‌ای از آزمایش‌های دستگاه استوانه‌ای پیچشی توخالی زهکشی نشده بر روی ماسه فیروزکوه با تنش موثر اولیه ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال انجام شد. در آزمایش با دستگاه استوانه پیچشی توخالی شرایط بارگذاری بایستی به گونه‌ای انتخاب شود که در نمونه عدم یکنواختی

^{۱۲} No-go area

^{۱۱} Satrain- Softening (Flow)



شکل ۷- نمایش شماتیک شرایط بارگذاری. منطقه ممنوعه: ترکیبی از زاویه تنش اصلی و نسبت تنش میانی (Symes, 1983)

Fig. 7. Schematic representation of loading conditions. The no-go area: inclination angle and intermediate stress ratio

جدول ۴- آزمایش‌های استوانه پیچشی توخالی انجام شده در این تحقیق

Table 4. Summary of torsional shear hollow cylindrical tests performed during the present study

No.	FC (%)	P'c (kPa)	α°	e	e_{min}	e_{max}	D_r
T1	0	100	15	0.738	0.548	0.874	41.7
T2	0	100	30	0.739	0.548	0.874	41.4
T3	0	100	60	0.737	0.548	0.874	42
T4	0	200	15	0.727	0.548	0.874	45
T5	0	200	30	0.728	0.548	0.874	44.8
T6	0	200	60	0.729	0.548	0.874	44.5
T7	5	100	15	0.732	0.519	0.892	42.9
T8	5	100	30	0.73	0.519	0.892	43.4
T9	5	100	60	0.729	0.519	0.892	43.6
T10	5	200	15	0.722	0.519	0.892	45.5
T11	5	200	30	0.719	0.519	0.892	46.3
T12	5	200	60	0.72	0.519	0.892	46.1
T13	10	100	15	0.691	0.491	0.911	52.3
T14	10	100	30	0.69	0.491	0.911	52.5
T15	10	100	60	0.689	0.491	0.911	52.8
T16	10	200	15	0.678	0.491	0.911	55.4
T17	10	200	30	0.681	0.491	0.911	54.8
T18	10	200	60	0.68	0.491	0.911	55

رفتار ماسه میزبان تحت چرخش زاویه تنش اصلی

شکل ۸ نتایج ماسه تمیز را تحت تنش موثر اولیه ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال نشان می‌دهد که شامل نمودار تنش انحرافی- کرنش محوری

$(q-\epsilon)$ و مسیر تنش $(q-p')$ می‌باشد. طبق نتایج با بزرگ‌تر شدن زاویه تنش اصلی (α) ، رفتار به وضوح نرم‌تر و انقباضی‌تر می‌شود. نمونه در زاویه ۱۵ درجه تحت تنش همه جانبه ۱۰۰ کیلوپاسکال بالاترین مقاومت برشی پیک

رفتار ماسه میزبان تحت چرخش زاویه تنش اصلی
شکل ۸ نتایج ماسه تمیز را تحت تنش موثر اولیه ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال نشان می‌دهد که شامل نمودار تنش انحرافی- کرنش محوری

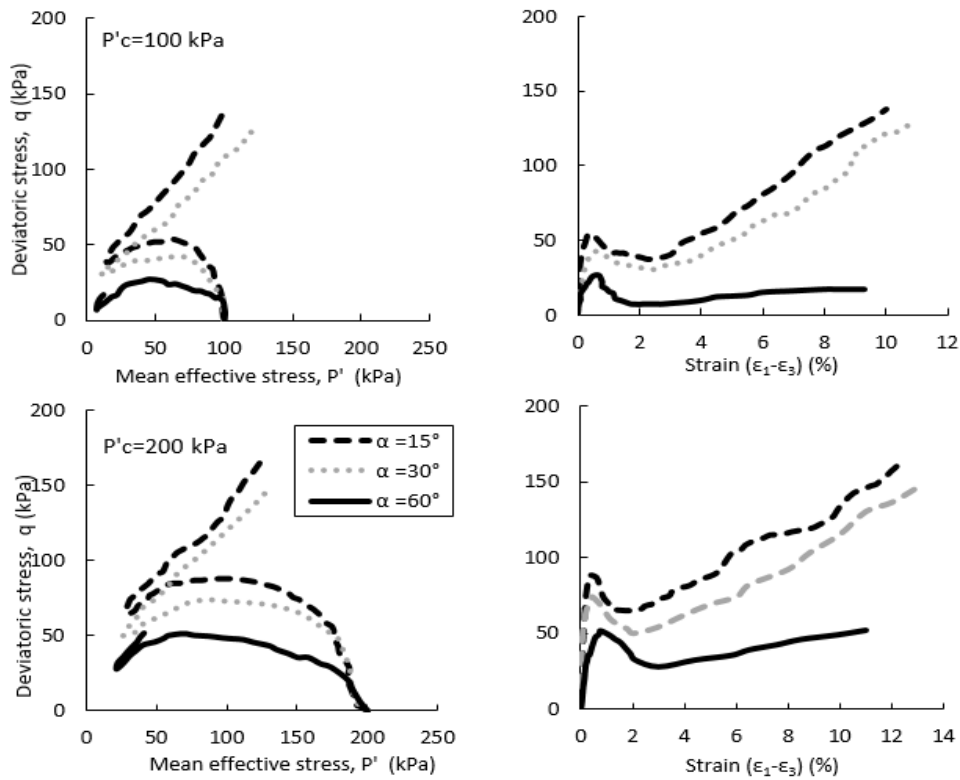
مشاهده می‌شود درهم‌تنیدگی بین دانه‌های ماسه در امتداد محور بلند موازی با جهت صفحه برشی بدترین حالت از لحاظ مقاومتی است. به عبارت دیگر، ذرات ماسه زمانی که تنش اصلی موازی با جهت محور طولی ذرات ماسه باشد، بیشترین تمایل را برای لغزش روی یکدیگر دارند (Li and Yu, 2009; Xiong et al., 2016).

شکل ۹ به صورت شماتیک نحوه انتقال بار و عملکرد دانه‌های ماسه با چرخش زاویه تنش اصلی را نشان می‌دهد. طبق شکل اگر عرض دانه (w) و بعد بلند دانه (l) و بعد ستون‌های فرضی برابر را (b) فرض کنیم، در صورتی که زاویه تنش اصلی بیشتر از صفر باشد، عرض ستون کمتر شده و تمایل به ناپایداری افزایش پیدا می‌کند. به عنوان مثال برای زاویه تنش اصلی ۹۰ درجه، عرض ستون‌های برابر دانه‌ها (b) به دلیل تراز افقی، برابر با بعد کوتاه ذره می‌شود که منجر به کاهش پایداری و تغییر شکل زیاد ناشی از تمایل زیاد به لغزش و گسیختگی تحت گشتاور تولید شده می‌شود. این توضیحات می‌تواند دلیل خوبی برای کاهش مقاومت نمونه با افزایش α باشد.

زهکشی نشده ($q_{\text{peak}}=54 \text{ kPa}$) را در مقایسه با زاویه ۳۰ درجه ($q_{\text{peak}}=42$ kPa) و ۶۰ درجه ($q_{\text{peak}}=27.5 \text{ kPa}$) برای چگالی نسبی یکسان ($D_r \approx 42$) نشان داد. بنابراین، با افزایش زاویه تنش اصلی (α°)، رفتار نرم‌تر شده و مقاومت کاهش می‌یابد. حداقل مقاومت زمانی رخ می‌دهد که زاویه تنش اصلی ۶۰ درجه باشد. این رفتار توسط یوشیمینه و ایشیهارا (Yoshimine and Ishihara, 1998) برای ماسه تویورا^{۱۳}، بهادری و همکاران (Bahadori et al., 2008) برای مخلوط ماسه و لای فیروزکوه و یانگ و همکاران (Yang et al., 2016) بر روی ماسه لیتون^{۱۴} نیز توصیف شده است. چنین نرم‌شدگی سیستماتیک و منظم به ناهمسانی ذاتی در ماسه‌های رسوبی نسبت داده شده است (Arthur and Menzies, 1972). تحقیق روی این تغییر سیستماتیک رفتار زهکشی نشده ماسه از حالت انبساطی تا انقباضی با افزایش زاویه α مورد توجه بسیاری از محققین بوده است.

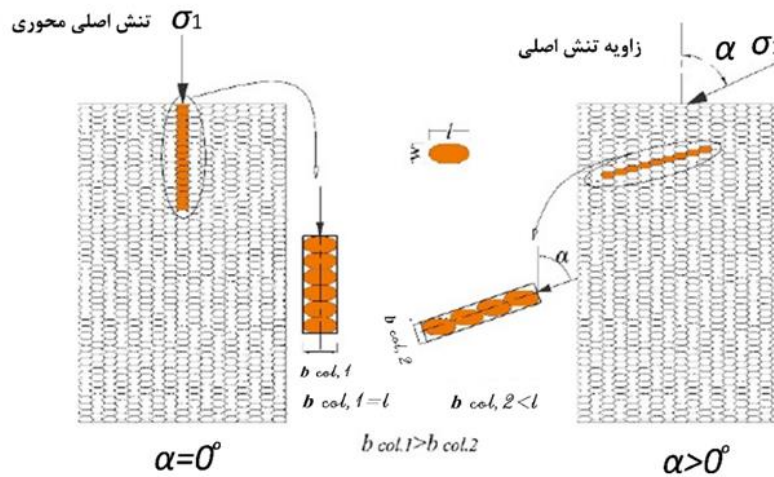
در طول برش، ذرات ماسه با لغزش و جابجایی به طور مداوم ساختار خود را بازسازی می‌کنند تا یک ساختار ناهمسان بهینه و منحصر به فرد در رابطه با شرایط بارگذاری در حالت بحرانی ایجاد کنند و با توجه به نتایج

^{۱۴} Leighton Sand^{۱۳} Toyora Sand



شکل ۸- تأثیر چرخش زاویه تنش اصلی بر رفتار ماسه میزبان

Fig. 8. Effect of inclination angle (α°) on the behavior of host sand



شکل ۹- توضیح ساده از نحوه انتقال بار از ستون‌های برابر فرضی متأثر از چرخش زاویه تنش اصلی. مفهوم برگرفته از سیدی حسینی نیا (Seyedi Hosseininia, 2012)

Fig. 9. Explanation of how the load is transferred for columnar microstructures under inclined angles (concept from Seyedi Hosseininia, 2012)

شدید در مدول برشی گسیختگی نیز مشاهده می‌شود و چنین تغییری شدیدتر از آن چیزی است که برای مقاومت برشی در همان شرایط مشاهده می‌شود. نتایج مشابهی توسط رازقی و رومیانی (Razeghi and Romiani, 2015) و جعفرزاده و احمدی (Jafarzadeh and Ahmadi Givi, 2019) ارائه شده است.

لازم به ذکر است وابستگی مدول برشی و زاویه تنش اصلی به پارامترهای مختلفی از جمله شرایط تحکیم اولیه (نسبت تنش تحکیم اولیه $R_C = \sigma_3 / \sigma_1$) و زاویه تحکیم اولیه (α_C) و شرایط اشباع بودن (خاک نیمه اشباع) بستگی دارد. طبق مطالعات موجود در ادبیات فنی در صورتی که نمونه همسان ($R_C = 1$) تحکیم نشود و به طور مثال تحت شرایط اولیه ناهمسان ($R_C = 2$) تحکیم صورت گیرد، روند کاهشی مدول برشی با افزایش زاویه تنش اصلی غیر یکنواخت خواهد بود. با افزایش زاویه تنش تحکیم اولیه (به طور مثال $\alpha_C = 45^\circ$)، امکان افزایش مقادیر مدول برشی با افزایش زاویه تنش اصلی از 45° تا 60° درجه وجود دارد که دلیل این افزایش می‌تواند همراستایی تنش‌های اصلی در حالت اولیه (تحکیم) و فاز برشی در یک جهت و ایجاد یک صفحه با چگالی و مقاومت بالاتر باشد. (Razeghi and Mohamadzadeh, 2014; Razeghi and Romiani, 2015; Mohamadzadeh et al., 2020).

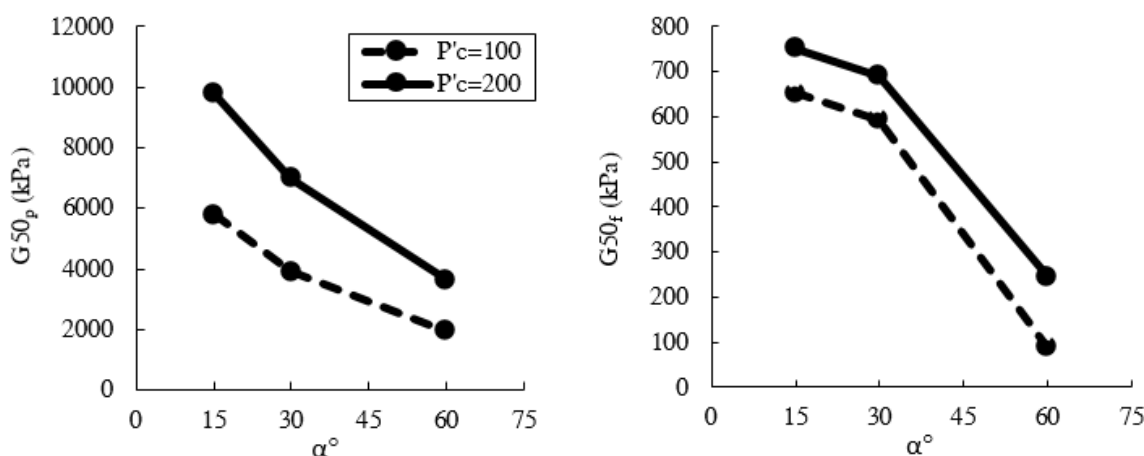
پارامتر مهم دیگر موثر در مدول برشی، درجه اشباع بودن نمونه است. همان‌طور که اشاره شد در شرایط اشباع و تحکیم اولیه همسان، با افزایش زاویه تنش اصلی روند کاهشی در مدول برشی رخ می‌دهد. با این حال، چنین روندی برای نمونه‌های نیمه اشباع (تحت مکش کالبدی^{۱۵}) ممکن است رخ ندهد و با افزایش میزان مکش کالبدی، افزایش مدول برشی تحت زوایای تنش اصلی بیشتر از 45° درجه مشاهده شود (Jafarzadeh and Ahmadi Givi, 2019).

بر اساس دسته‌بندی رفتار زهکشی ماسه‌ها، رفتار ماسه در این پژوهش مانند رفتار ماسه سست می‌باشد که یک رفتار نرم شونده 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 نامیده می‌شود و به عنوان نقطه‌ای که رفتار زهکشی نشده از انقباض به اتساع تغییر می‌کند، تعریف می‌شود. پس از دستیابی به حداقل مقاومت، مقاومت برشی به حداکثر مقدار خود با یک سخت‌شدگی مجدد افزایش می‌یابد. به طور کلی زاویه تنش اصلی تأثیر بسزایی بر مقاومت برشی زهکشی نشده ماسه‌ها دارد. مدول برشی یکی از پارامترهای مهم پیش بینی تغییر شکل خاک در مسائل ژئوتکنیکی می‌باشد که می‌توان از منحنی‌های تنش انحرافی - کرنش برشی به دست آورد. به طور معمول بر اساس نتایج آزمایشگاهی برای تخمین مدول برشی ماسه‌ها، از رابطه ۳ بر اساس نصف مقاومت برشی (q) از نوع مقاومت برشی گسیختگی (q_f) یا مقاومت برشی پیک (q_p) و کرنش برشی متناظر ($\varepsilon_1 - \varepsilon_3$)، استفاده می‌شود (Razeghi and Romiani, 2015).

$$G_{50} = \frac{q_{50}}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3} = 0.5q \quad (3)$$

نتایج بدست آمده در شکل ۱۰ نشان داده شده است. در این مقاله نمونه‌ها جهت جلوگیری از ایجاد ناهمسانی القایی به صورت همسان تحکیم شدند. مدول برشی پیک ماسه به شدت تحت تأثیر شرایط تنش اولیه قرار دارد و با افزایش تنش همه جانبه مدول پیک ماسه نیز افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش α به دلیل تأثیر ناهمسان خاک، کاهش چشمگیری در مدول برشی مشاهده می‌شود. در نمودار مربوط به مدول برشی گسیختگی نیز وابستگی به افزایش α مشاهده می‌شود. با توجه به اینکه رفتار نمونه‌ها انقباضی بوده و با افزایش زاویه تنش اصلی رفتار انقباضی تر شده و تحت زاویه 60° درجه یک رفتار نرم‌شونده کرنشی کامل مشاهده می‌شود، یک کاهش

^{۱۵} Matric Suctions



شکل ۱۰- تغییرات مدول برشی خاک در مقابل چرخش زاویه تنش اصلی (α°)
 Fig. 10. Variation of Soil Shear Modulus versus inclination angle (α°)

درجه (تنش همه جانبه ۲۰۰ کیلوپاسکال) کاهش می‌دهد. بنابراین وجود ریزدانه‌های مخلوط شده با ماسه در مقایسه با ماسه میزبان، ساختار خاک را تغییر می‌دهند. شکل ۱۴ نمونه‌های حاوی درصد متفاوتی از ریزدانه را از دیدگاه میکرومکانیکی به‌طور شماتیک نشان می‌دهد که با ریزساختارهایی با آرایش و چیدمان متفاوت قابل بررسی هستند. اتصالات بین ماسه و لای در این ساختار را می‌توان در سه دسته تقسیم بندی کرد: تماس‌های پایدار بین ذرات ماسه^{۱۶} (SS)، تماس‌های بین ماسه و ذرات ریزدانه^{۱۷} (SFS) و تماس‌های نرم بین ذرات لای^{۱۸} (SFFS). قابل ذکر است که در مورد اسکلت ماسه، تماس‌های دانه‌ها (اتصال نوع اول) نقش اصلی را ایفا می‌کنند، در حالی که با افزایش درصد ریزدانه (در این تحقیق بیشتر از ۵ درصد)، ریزدانه‌ها با ایجاد اتصالات نوع دوم شروع به ایفای نقش فزاینده‌ای می‌کنند و با افزایش هر چه بیشتر ریزدانه، اتصالات نوع سوم (نرم بین ریزدانه‌ها) پدیدار می‌شوند و دانه‌های ماسه در سیستمی جدید (لای محور) پراکنده می‌شوند که در آن صرفاً یک اثر تقویتی ثانویه دارند.

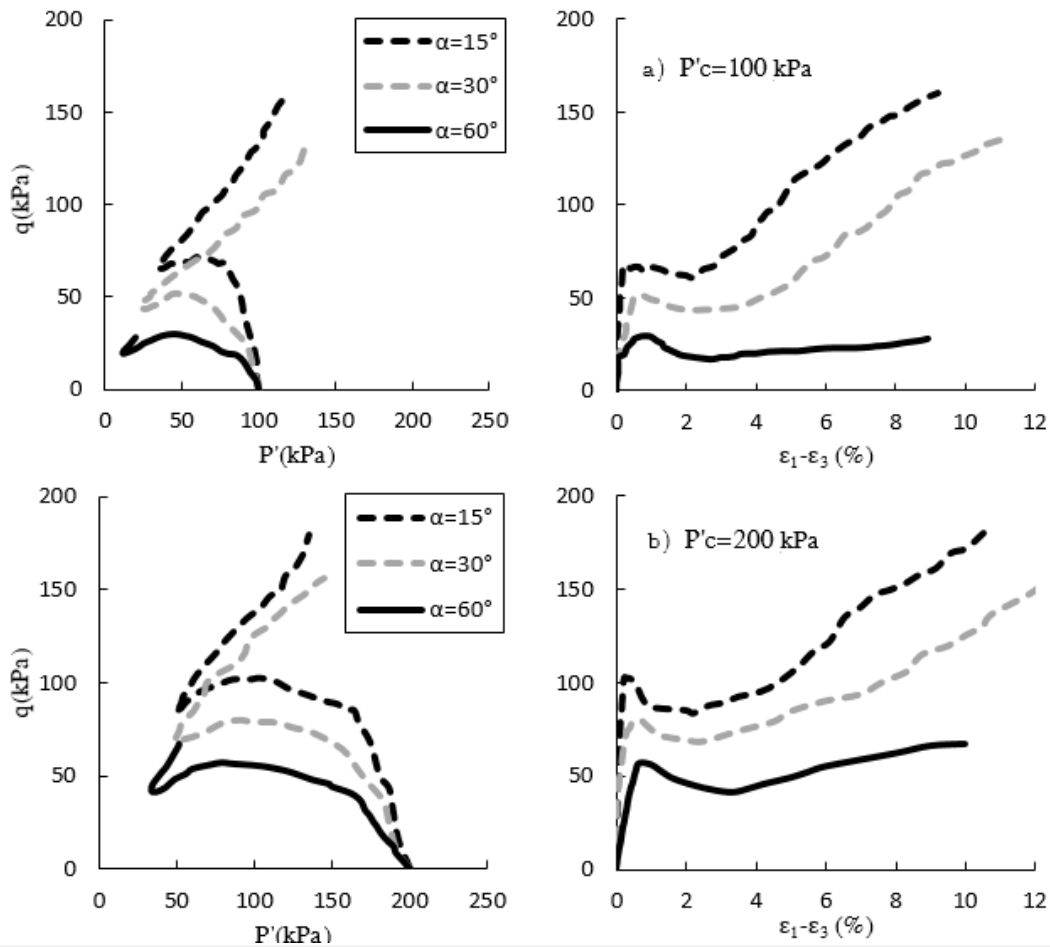
رفتار ماسه لای دار تحت چرخش زاویه تنش اصلی

در اشکال ۱۱ و ۱۲، به ترتیب، اثر چرخش زاویه تنش اصلی بر روی رفتار ماسه حاوی ۵ و ۱۰ درصد لای را می‌توان ارزیابی کرد. افزودن ۵ درصد لای، مقاومت برشی پیک نمونه حدود ۱۸، ۱۲ و ۷ درصد به ترتیب برای زوایای ۱۵، ۳۰ و ۶۰ درجه (تنش همه جانبه ۲۰۰ کیلوپاسکال) افزایش می‌دهد (شکل ۱۳). نتایج مشابهی توسط سایر محققان ارائه شده است که با افزایش مقدار ریزدانه کم (حدود ۵ درصد) افزایش مقاومت در ماسه‌ها را مشاهده کردند (Amini and Qi, 2000; Jradi et al., 2022). 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 لای می‌شود. ولی با افزایش مقدار ریزدانه (از ۵ درصد به ۱۰ درصد)، فرآیند معکوس می‌شود و با دخالت ذرات لای در چرخه بار بر ساختار ماسه اثر منفی می‌گذارند و رفتار انقباضی‌تر می‌شود. به‌طوری که مقاومت برشی پیک نمونه را حدود ۱۴، ۱۳ و ۱۲ درصد به ترتیب برای زوایای ۱۵، ۳۰ و ۶۰

^{۱۸} Sand-Fine-Fine-Sand

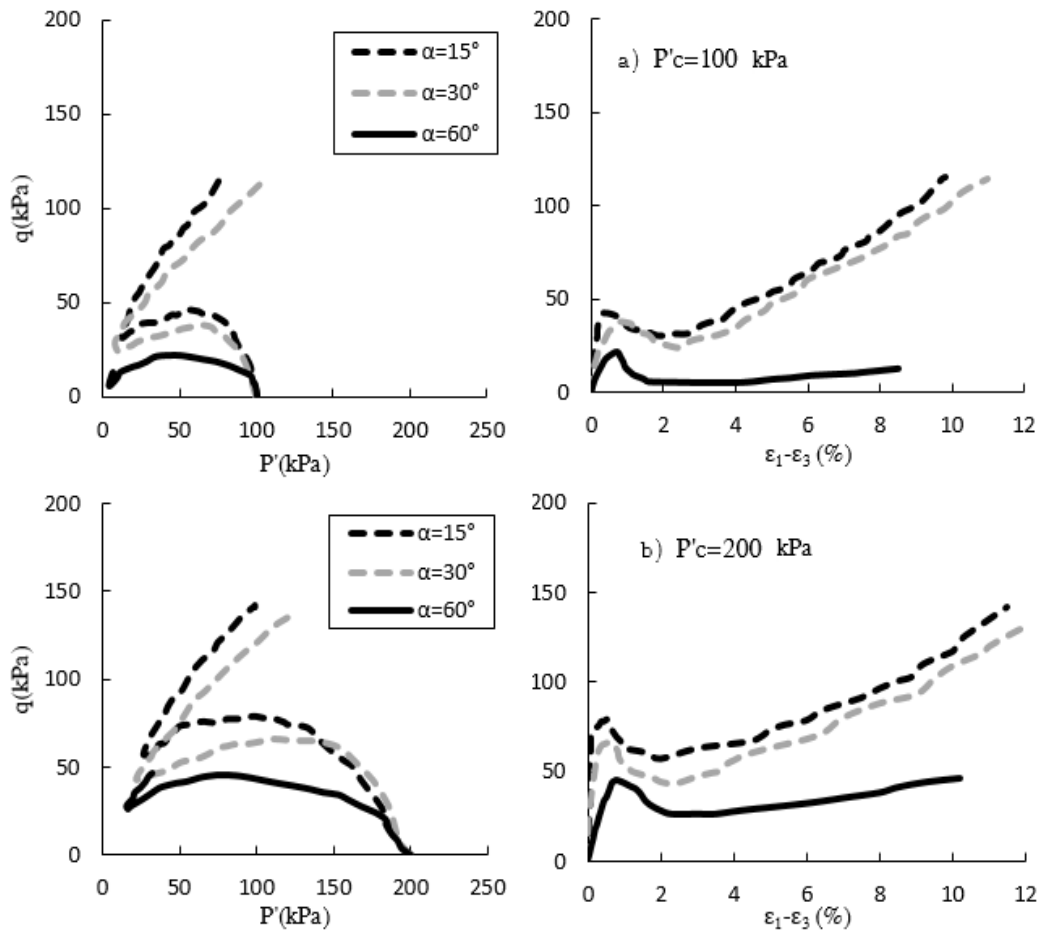
^{۱۶} Sand-Sand

^{۱۷} Sand-Fine-Sand



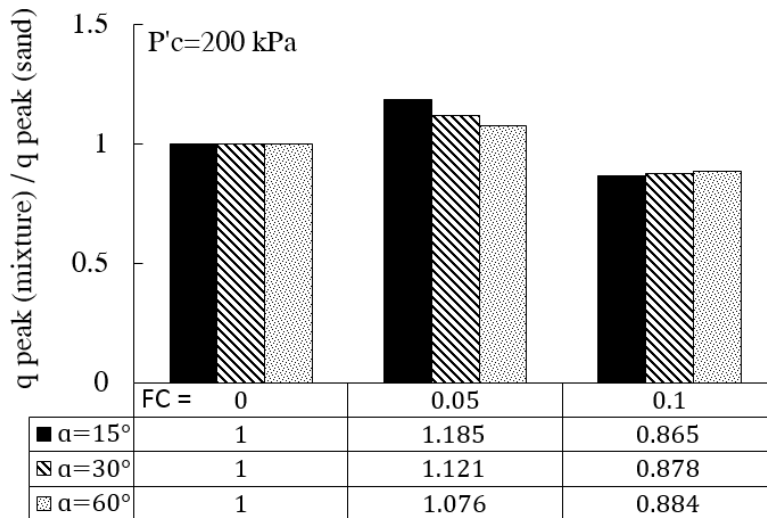
شکل ۱۱- تأثیر چرخش زاویه تنش اصلی بر رفتار ماسه فیروزکوه حاوی ۵ درصد لای.

Fig. 11. Effect of inclination angle on the behavior of Firoozkuh sand with 5% silt content.



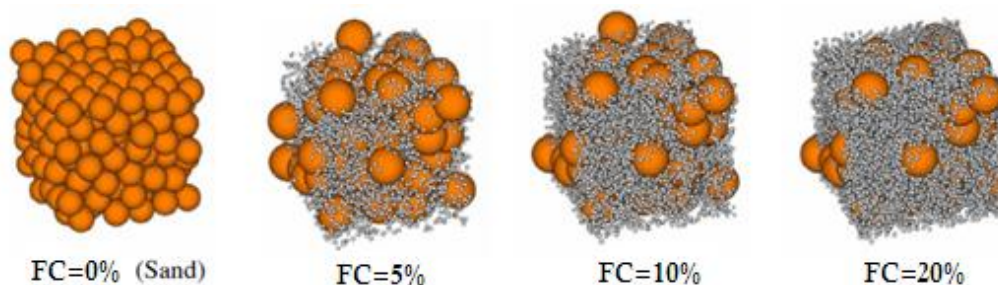
شکل ۱۲- تأثیر چرخش زاویه تنش اصلی بر رفتار ماسه فیروزکوه حاوی ۱۰ درصد لای

Fig. 12. Effect of inclination angle on the behavior of Firoozkuh sand with 10% silt content



شکل ۱۳- تأثیر درصد لای و زاویه تنش اصلی بر مقاومت پیک نمونه‌ها

Fig. 13. Effect of silt content and inclination angle on the peak strength of the samples



شکل ۱۴- دسته بندی شماتیک مخلوط ماسه و لای با درصد مختلف ریزدانه

Fig. 14. Schematic packing of sand-silt mixture with different fine content

$$I_B = \frac{q_{\text{peak}} - q_{\text{min}}}{q_{\text{peak}}} \quad (4)$$

I_B را می توان به عنوان یک شاخص خوب برای پتانسیل جریان و درجه

نرم شونده گی کرنشی یک ماده در نظر گرفت (Keramatikerman et al.,

2016; Sadrekarimi, 2018). بازه I_B از ۰ تا ۱ متغیر است و $I_B = ۰$

نشان دهنده رفتار غیر شکننده و $I_B = ۱$ نشان دهنده روانگرایی کامل

استاتیکی (رفتار شکننده) است. در شکل ۱۶ روند تغییرات شاخص تردی

نسبت به درصد لای در زوایای مختلف تنش اصلی نشان داده شده است. در

نمونه های با تنش همه جانبه کمتر، شاخص تردی افزایش یافته و رفتار نرم تر

شده است. با افزایش زاویه تنش اصلی شاخص تردی افزایش یافته و بیشترین

افزایش در شاخص تحت زاویه ۶۰ مشاهده می شود که با نتایج سیواتایالان و

وید (Sivathayalan and Vaid, 2002) مطابقت دارد. با افزایش ۵ درصد

لای شاخص تردی کاهش یافته و سپس با افزایش ۱۰ درصد لای روند

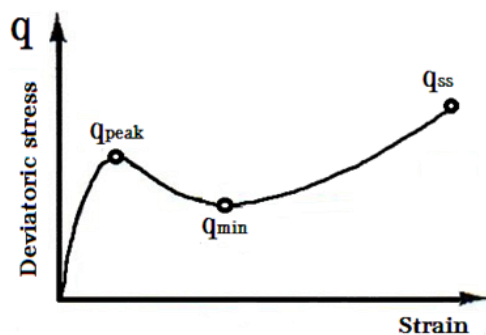
افزایشی شده است.

بر اساس مقادیر مقاومت (شکل ۱۳) می توان نتیجه گرفت که با افزایش α در رفتار ناهمسان، اثر لای به عنوان یک پارامتر مهم در مخلوط های ریزدانه و ماسه بر مقاومت و رفتار انقباضی نمونه ها کاهش می یابد. به عبارت دیگر اثر ذرات لای بر رفتار ماسه (افزایش مقاومت و کاهش رفتار انقباضی) در زاویه شیب کمتر، بسیار بیشتر است. این رفتار برای هر دو ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلو پاسکال تنش محدود اولیه مشاهده شد. لازم به ذکر است که با افزودن درصد کم لای، ساختار کلی ماسه ثابت می ماند و می توان نمونه ها را بر اساس رفتار کلی ماسه میزبان ارزیابی کرد.

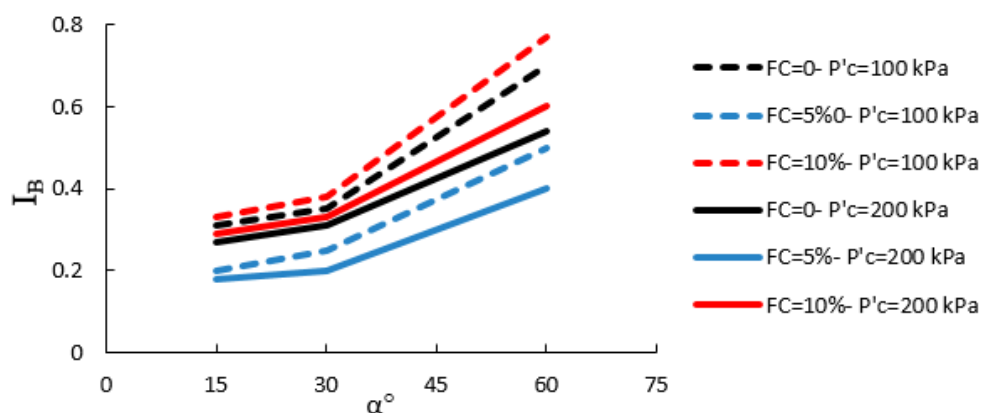
شاخص تردی

با توجه به شکل ۱۵ شاخص تردی^{۱۹} برای رفتار نرم شونده-سخت شونده کرنشی ماسه ها طبق رابطه ۴ تعریف می شود. به طوری که q_{min} و q_{peak} به ترتیب مقاومت برشی زهکشی نشده پیک و حداقل هستند.

^{۱۹} Brittleness Index



شکل ۱۵- پارامترهای مقاومت برشی پیک (q_{peak})، حداقل (q_{min}) و حالت پایدار (q_{ss}) در رفتار نرم‌شونده-سخت‌شونده کرنشی
 Fig. 15. Peak shear strength (q_{peak}), minimum shear strength (q_{min}) and steady state (q_{ss}) in strain softening-hardening behavior



شکل ۱۶- شاخص تردی در درصد‌های مختلف لای تحت زوایای متغیر تنش اصلی
 Fig. 16. Brittleness index in different silt content at variable inclination angles

شاخص ناهمسانی مقاومت ارزیابی می‌شود. برای این منظور پارامتر درجه ناهمسانی (ناهمسانی مقاومت) طبق رابطه ۵ تعریف می‌شود (Zarei et al., 2019). این پارامتر اثرات مقادیر مختلف زاویه تنش اصلی (α°) و میزان ریزدانه را بر رفتار ناهمسان خاک‌های ماسه ارزیابی می‌کند.

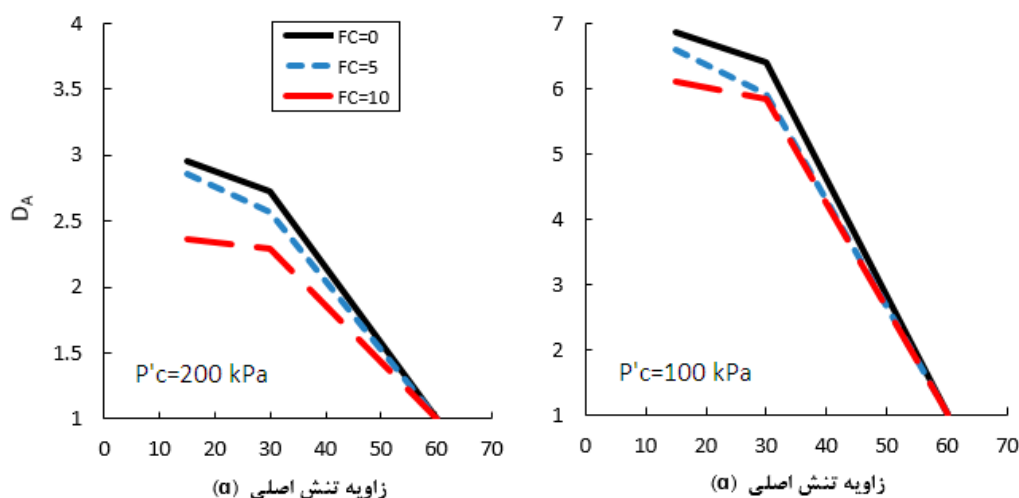
شاخص نسبت ناهمسانی

ارزیابی کمی ناهمسانی بسیار مهم است زیرا با انجام این کار می‌توان تأثیر ناهمسانی را بر رفتار خاک تعیین کرد. مسلماً پیشنهاد یک شاخص واحد برای تعیین کمیت ناهمسانی غیرممکن به نظر می‌رسد. در این مقاله

$$D_A = \frac{\text{Steady State Strength at } (\alpha^\circ)}{\text{Steady State Strength at } (\alpha_{\max}=60^\circ)} = \frac{q_{ss}(\alpha^\circ)}{q_{ss}(\alpha_{\max}=60^\circ)} \quad (5)$$

مثال، نسبت ناهمسانی در زاویه ۱۵ درجه برای ماسه میزبان برابر با ۶/۸۵ است و با افزایش ریزدانه‌های لای به ۱۰ درصد، این شاخص به ۶ کاهش می‌یابد ($P'c = 100$). نتایج حاصل شده با مطالعات بهادری و همکاران می‌یابد (Bahadori et al., 2008) در کاهش رفتار ناهمسان با افزایش درصد ریزدانه مطابقت دارد.

در این رابطه $q_{ss}(\alpha)$ مقاومت برشی حالت پایدار تحت زوایای مختلف بارگذاری تنش اصلی و $q_{ss}(\alpha = 60^\circ)$ مقاومت برشی حالت پایدار تحت زاویه ۶۰ درجه می‌باشد. شکل ۱۷ درجه ناهمسانی خاک مورد مطالعه را نشان می‌دهد. با افزایش تنش محصور کننده اولیه، درجه ناهمسانی کاهش می‌یابد. مطابق شکل، با افزایش تنش محصور کننده اولیه، درجه ناهمسانی کاهش یافته و با افزایش میزان لای، مقادیر نسبت ناهمسانی کاهش می‌یابد. برای



شکل ۱۷- شاخص تردی در درصدهای مختلف لای تحت زوایای متغیر تنش اصلی

Fig. 17. Brittleness index in different silt content at variable inclination angles

۳- با افزودن درصد کم لای، ساختار کلی اسکلت ماسه ثابت می‌ماند و همچنان نمونه‌ها بر اساس رفتار کلی ماسه میزبان قابل ارزیابی می‌باشند

۴- تحت زاویه تنش اصلی ۱۵ درجه با افزودن ۵ درصد لای مقاومت نمونه به حداکثر مقدار خود می‌رسد و روند صعودی مقاومت و کاهش رفتار انقباضی مشاهده می‌شود. ولی با افزودن بیشتر لای (۱۰ درصد) روند کاهش می‌شود لذا مقدار ۵ درصد نقطه عطف رفتار نمونه می‌باشد که این رفتار تحت هر دو تنش همه جانبه ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال مشاهده شده است.

۵- برای بررسی رفتار ناهمسان، نمونه‌ها تحت زاویه تنش اصلی ۳۰ و ۶۰ درجه ارزیابی شدند. تحت این زوایای تنش اصلی همانند زاویه ۱۵ درجه با افزودن ۵ درصد لای رفتار مقاوم‌تر از ماسه میزبان است ولیکن مقدار این افزایش در مقاومت نمونه با افزایش زاویه تنش اصلی رابطه عکس دارد. به عبارت دیگر با افزایش زاویه تنش اصلی (α°) تأثیر ریزدانه در افزایش مقاومت و کاهش رفتار انقباضی نمونه‌ها کاهش می‌یابد.

۶- در بررسی پارامتر شاخص ناهمسانی که نشان‌دهنده میزان تغییرات در مقاومت نمونه‌ها با افزایش زاویه تنش اصلی است، افزایش تنش

نتیجه‌گیری

در این مقاله به مطالعه تأثیر ناهمسانی بر رفتار تنش-کرنش مخلوط‌های ماسه و لای با استفاده از آزمایش‌های استوانه پیچشی توخالی پرداخته شد و نتایج اصلی را می‌توان به شرح زیر خلاصه کرد: ۱- رفتار ماسه در این پژوهش طبق دسته‌بندی رفتار زهکشی نشده ماسه‌ها همانند رفتار ماسه سست است که یک رفتار نرم‌شوندگی کرنشی با کرنش محدود است. این نوع رفتار با حداکثر مقاومت برشی اولیه در یک کرنش کوچک مشخص می‌شود. سپس در کرنش‌های متوسط مقاومت برشی به حداقل مقدار (نقطه شبه پایدار (QSS)) می‌رسد. پس از حداقل مقاومت، مقاومت برشی به حداکثر مقدار خود با یک سخت‌شدگی مجدد افزایش می‌یابد.

۲- با افزایش زاویه تنش اصلی (α°) رفتار به وضوح نرم‌شونده و انقباضی‌تر می‌شود. تحت زاویه ۶۰ درجه رفتار نمونه به شدت انقباضی شده و بیشترین کاهش در مقاومت نمونه ماسه 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.

طی فرآیندهای مختلف از جمله رسوبات طبیعی و یا خاک‌های دستی پر شده ناشی از فعالیت‌های بشری ایجاد شده‌اند، مشاهده شده است. لذا ضرورت مطالعات بیشتر برای بررسی رفتار این دسته از خاک‌ها با انواع ماسه و ریزدانه‌ها و در نظرگرفتن پارامترهای مختلفی مانند پلاستیسیته، دانه‌بندی و پارامترهای مورفولوژی بیش از پیش احساس می‌شود.

References

- Alarcon-Guzman, A., Leonards, G., Chameau, J., 1988. Undrained monotonic and cyclic strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering* 114, 1089-1109.
- Amini, F., Qi, G., 2000. Liquefaction testing of stratified silty sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126, 208-217.
- Arthur, J., Menzies, B., 1972. Inherent anisotropy in a sand. *Geotechnique* 22, 115-128.
- ASTM, 2006a. ASTM. D4253: Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International.
- ASTM, 2006b. ASTM. D4254: Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International.
- Bahadori, H., Ghalandarzadeh, A., Towhata, I., 2008. Effect of non plastic silt on the anisotropic behavior of sand. *Soils and Foundations* 48, 531-545.
- 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*.
- Baziar, M.H., Habib, Sh., Hassan, Sh., 2011. A laboratory study on the pore pressure generation model for Firouzkooh silty sands using hollow torsional test. *International Journal of Civil Engineering* 126-134.
- Bishop, A.W., 1971. Shear strength parameters for undisturbed and remolded soil specimens, Roscoe Memorial Symp 3-58.
- Farshbaf Aghajani, H., Salehzadeh, H., 2015. Anisotropic behavior of the Bushehr carbonate sand in the Persian Gulf. *Arabian Journal of Geosciences* 8, 8197-8217.
- Gratchev, I.B., Sassa, K., Osipov, V.I., Sokolov, V.N., 2006. The liquefaction of clayey soils under cyclic loading. *Engineering Geology* 86, 70-84.
- Gutierrez, M., Ishihara, K., Towhata, I., 1991. Flow theory for sand during rotation of principal stress direction. *Soils and Foundations* 31, 121-132.
- Jafarzadeh, F., Givi, F. A., Ahmadinezhad, A., 2019. Evaluation of the effects of principal stress direction on shear modulus of unsaturated sand using hollow cylinder apparatus. In *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions*. CRC Pres 3102-3108.
- 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, 6012-6031.
- Keramatikerman, M., Chegenizadeh, A., Nikraz, H., Sabbar, A.S., 2018. Effect of flyash on liquefaction behaviour of sand-bentonite mixture. *Soils and Foundations* 58, 1288-1296.
- 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, 281-296.
- Lade, P.V., Nam, J., Hong, W.P., 2008. Shear banding and cross-anisotropic behavior observed in laboratory sand tests with stress rotation. *Canadian Geotechnical Journal* 45, 74-84.
- Li, X., Yu, H.-S., 2009. Influence of loading direction on the behavior of anisotropic granular materials. *International Journal of Engineering Science* 47, 1284-1296.
- 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, 61-77.
- Mohamadzadeh, H., Razeghi, H., Saffarian, M., 2020. Effect of initial principal stress rotation on the anisotropic behavior of sand in the drained condition. *Sharif Journal of Civil Engineering* 36.2(3.2), 87-96.
- Nakata, Y., Hyodo, M., Murata, H., Yasufuku, N., 1998. Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation. *Soils and Foundations* 38, 115-128.
- Radjai, F., Azéma, E., 2009. Shear strength of granular materials. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 13, 203-218.
- Razeghi, H. R., Mohamadzadeh, H., 2014. Effect of fabric and initial stresses on the anisotropic behavior of sand. *Scientia Iranica* 21, 1750-1761.

- Razeghi, H.R., Romiani, H.M., 2015. Experimental investigation on the inherent and initial induced anisotropy of sand. *KSCE Journal of Civil Engineering* 19, 583-591.
- Rodriguez, N.M., Lade, P.V., 2013. Effects of principal stress directions and mean normal stress on failure criterion for cross-anisotropic sand. *Journal of Engineering Mechanics* 139, 1592-1601.
- Sadrekarami, A., 2016. Static liquefaction analysis considering principal stress directions and anisotropy. *Geotechnical and Geological Engineering* 34, 1135-1154.
- Seed, H.B., Idriss, I.M., Arango, I., 1983. Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of Geotechnical Engineering* 109, 458-482.
- Seyedi Hosseininia, E., 2012. Investigating the micromechanical evolutions within inherently anisotropic granular materials using discrete element method. *Granular Matter* 14(4), 483-503.
- Sivathayalan, S., Vaid, Y., 2002. Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands. *Canadian Geotechnical Journal* 39, 63-76.
- Symes, M.J.P.R., 1983. Rotation of principal stresses in sand.
- Verdugo, R., Ishihara, K., 1996. The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations* 36, 81-91.
- Xiong, H., Guo, L., Cai, Y., Yang, Z., 2016. Experimental study of drained anisotropy of granular soils involving rotation of principal stress direction. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 20, 431-454.
- Yamamoto, J.A., Lade, P.V., 1998. Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124, 868-877.
- Yang, L.-T., Li, X., Yu, H.-S., Wanatowski, D., 2016. A laboratory study of anisotropic geomaterials incorporating recent micromechanical understanding. *Acta Geotechnica* 11, 1111-1129.
- Yoshimine, M., Ishihara, K., 1998. Flow potential of sand during liquefaction. *Soils and Foundations* 38, 189-198.
- 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.
- Zamanian, M., 2022. Evaluation of the effect of anisotropy on the shear modulus with dissipated energy approach. *Journal of Structural and Construction Engineering* 9, 101-114.
- Zarei, C., Soltani-Jigheh, H., Badv, K., 2019. Effect of inherent anisotropy on the behavior of fine-grained cohesive soils. *International Journal of Civil Engineering* 17, 687-697.
- Zlatovic, S., Ishihara, K., 1997. Normalized behavior of very loose non-plastic soils: effects of fabric. *Soils and Foundations* 37, 47-56.