



## Experimental study on Equivalent shear strength of cohesive soils improved with Stone columns by Triaxial Testing

J. Nazariafshar<sup>1,\*</sup>, M. Aslani<sup>2</sup>, N. Mehrannia<sup>3</sup>

1 Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Shahr-e-Qods Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

2 Department of Civil Engineering, Lenjan Branch, Islamic Azad University, Isfahan, Iran

3 Department of Civil Engineering, Shahr-e-Qods Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

**ABSTRACT:** The use of stone column is an effective method in modifying of poor soils. One of the methods of studying the behavior of soils improving with stone columns is homogenization method. In this method, the stone column and the surrounding soil are replaced with a homogenous soil. In homogenization method the equivalent parameters are calculated by means of weighted average of soil and column parameters with linear relations. In this study, equivalent shear strength and shear strength parameters of the soil improved with stone columns was calculated based on the analytical relationships and the accuracy of the relationships used was evaluated through triaxial tests. In this study with help of simulation of the unit cell in the laboratory scale and investigating the shear strength of soil improved with stone columns, behavior of stone columns was investigated. The laboratory experiment consisted of series of the triaxial tests with a diameter of 100 mm and height of 200 mm and sand column with diameter of 37.5 and 51 mm and 3 confining pressure 50,100,200 kPa. The results of this study shows that with the use of a stone columns in soft soil, the undrained shear strength and the stiffness of the sample is increased and with increased confining pressure, the percentage of undrained shear strength increased. The difference between shear strength parameters obtained from experiments and those predicted by analytical relationships with the increase in the stress concentration ratio increased and decreased with increasing undrained shear strength of the surrounding soil.

### Review History:

Received: 2019-03-12

Revised: 2019-05-11

Accepted: 2019-05-23

Available Online: 2019-06-17

### Keywords:

Unit Cell

Equivalent shear strength

Homogenization

Triaxial Test

Stone column

## 1. INTRODUCTION

Using the triaxial apparatus to model the concept of unit cell is considered one of the common methods of investigating the behavior of stone columns. In this method, the stone column and surrounding soft soil is modelled through making a cavity in the center of the clay sample in the triaxial sample. In most of the methods proposed to investigate the behavior and design of the stone columns, the concept of unit cell has been used to model the stone column and surrounding soft soil. There are two general methods of calculating the effect of reinforcing stone columns on the increase in soil bearing capacity and shear strength of soil. In the first method, the soft soil and stone column are considered separately. The second method applies homogenization method. Stone column and the surrounding soil together form a heterogeneous medium. For simplification, the heterogeneous unit cell is converted to a homogenous one. For this purpose, the stone column and the surrounding soil are replaced with an equivalent homogenous soil with improved properties. One of the methods of calculating equivalent soil parameters is to average soil and column parameters weighted by their corresponding area. This method is a common method

\*Corresponding author's email: j.nazariafshar@qodsiau.ac.ir

in estimating bearing capacity, settlement and especially slope stability. The accuracy of the linear relationship used to homogenize of stone columns has not been examined through any laboratory tests, and most of the studies into the analytical comparison and real use of the concept of homogeneous unit cell, have been analytical and numerical[1-8]. Therefore, considering the current shortcomings, the present paper has simulated the unit cell and investigated the hybrid shear strength of the stone column materials and the surrounding soil on small laboratory scale. For this purpose, the present paper investigates the effect of stone column presence on shear strength of soft soil, stress-strain behavior of soft soil sample reinforced with stone column, effect of confining pressure on equivalent shear strength and the accuracy of the linear relationship used for homogenizing the soft soil reinforced with granular column.

## 2. MATERIAL PROPERTIES OF SOFT BED, STONE COLUMN and SAMPLE PREPARATION

The low-plasticity silt (ML) with LL=43% and PI=8% has been used to form soft soil bed. Two undrained shear strength values of 15 kPa (ML1) and 30 kPa (ML2) are considered for



**Table 1- Summary of experimental tests**

Test No	Test Name	Ar (%)	(kPa) $\sigma_3$			Number of Test
			50	100	200	
1	ML1	0	1	1	1	3
2	ML2	0	1	1	1	3
3	S	100	1	1	0	2
4	ML1-S-14%	14	1	1	1	3
5	ML1-S-26%	26	1	1	1	3
6	ML2-S-14%	14	1	1	1	3
7	ML2-S-26%	26	1	1	1	3

the shear strength of bed. In the present study, the moisture of fine-grained soil should be 36.5% and 32.2% respectively to reach the undrained shear strengths of 15 kPa and 30 kPa. Poorly graded angular sand (SP) with particle size ranging from 1 to 4 mm were used as stone columns materials. The internal friction angle and apparent cohesion of sand are 43 degrees and 18 kPa in the relative density of 63%. As for the aggregates that are tested examination, 18 kPa of cohesion has been gained as well as internal friction angle, and this cohesion results from internal interlock between the angular particles of aggregates that is known as apparent cohesion in technical notes that is different from the type of cohesion in fine grains. As the diameters of model scale stone columns and equivalent trench were smaller than the diameters of stone columns installed in the field, the particle dimensions of stone column material were reduced by an appropriate scale factor to allow an accurate simulation of stone columns behavior [9-12]. The required soft soil samples are made through the method of tamping soil layers with the same thickness and the given bulk density of 19 kN/m<sup>2</sup>. In all tests, the diameter of the soft soil sample has been determined as 100 mm and the stone column diameter has been determined as 37.5 mm and 51 mm. Considering the fact that the diameter of the soft soil sample has been constant in the triaxial tests and the changing diameter of granular column, it can be said that the area replacement ratio ( $A_r$ ) for the stone columns with the diameter of 37.5 mm and 51 mm were 14% and 26% respectively in the conducted tests. A steel pipe with a wall diameter of less than 2 mm was placed in the center of the sample within the bed. Both the internal and external surfaces of the pipe are covered by a thin film of oil, then the pipe is placed in the soft soil vertically, gently and carefully in order to decrease the friction between the pipe and soil, and to decrease the effect of disturbance on fine-grained soil. The soft soil inside the pipes has been removed only in the pipes with a maximum diameter of 25 mm because it was not possible to remove the cohesive soil of the pipes with a diameter of greater than 25 mm in practice, moreover, the excessive removal of the cohesive soil at one phase will result in soft soil suction and disturbance to the soil. A special auger, made to be used in this study, was used to remove the soil [13].

### 3. TESTING PROCEDURE

A fully automatic triaxial apparatus with a diameter of 100 mm and a height of 200 mm was employed for modelling and conducting the relevant tests. Also, the tests were conducted based on the controlled displacements in unconsolidated-undrained conditions according to ASTM D2850-03a standard. The tests were conducted in two area replacement ratios (14%, 26%) and in three confining pressures of 50 kPa, 100 kPa and 200 kPa. The applied displacement was measured using a linear variable differential transformer (LVDT) and the axial force was measured by a load cell. An automatic device has been employed to apply the confining pressure making it possible to maintain the amount of applied pressure constant during the test with an error of less than 2 kPa. The data obtained from the tests were transferred to a computer by a data logger where the data were collected, recorded and analyzed by a specific program. All specimens were sheared under a vertical displacement rate of 1 mm/min.

### 4. TESTING PROGRAM

Nine tests were conducted in the bed with an undrained shear strength of 15 kPa (ML1), 9 tests were conducted in the bed with the undrained shear strength of 30 kPa (ML2), and two triaxial tests were conducted on aggregates (S), and the relevant details have been presented in Table 1. Five triaxial tests were conducted at a confining pressure of 100 kPa to draw the undrained shear strength diagram of bed soil with changing moisture, and the total number of the tests will be 25 when including these tests. Some abbreviations have been used in Table 1 to name the tests where the first letter indicates subgrade, the second letter indicates the materials of stone column and the last letter indicates the area replacement ratio.

### 5. RESULTS AND DISCUSSION

The present study conducts a laboratory examination of the equivalent shear strength of improved soft soil to stone columns in the biaxial apparatus. The behavior of stone columns in the triaxial apparatus was examined in two area replacement ratios (14% and 26%) and in three confining pressures of 50 kPa, 100 kPa and 200 kPa, and the following results were obtained according to the received data.

1-The undrained shear strength and sample stiffness increase along with the increase in the area replacement ratios in all tests. In the tested samples, involving a soft soil with the undrained shear strength of 15 kPa gained through a granular column with a diameter of 37.5 mm in confining pressures of 50 kPa, 100 kPa and 200 kPa, the ratio of the ultimate deviator stress between soil and the stone column to the unimproved soil are 1.9, 2.2 and 2.6 respectively. Also, this ratio, in the case when the diameter of the granular column is 51 mm, will be 2.7, 3.2 and 3.6. In the tested samples, involving a soft soil with a undrained shear strength of 30 kPa through using a stone column with a diameter of 37.5 mm in lateral stress of 50 kPa, 100 kPa and 200 kPa, the ratio of the ultimate deviator stress between soil and the stone column to the unimproved soil are 1.4, 2.0 and 2.8 respectively. Also, this ratio, in the case when the diameter of the stone column is 51 mm, will be 1.8, 2.6 and 4.4.

2-The amounts of shear strength and the shear strength parameters obtained from the tests in the ML1 bed will be less

than the amounts of equivalent shear strengths obtained from analytical relations, and the same amounts in the ML 2 bed will be greater than the equivalent amounts of shear strength obtained from further analytical relations. The results show that the use of analytical relationships for the soft soils with a decrease in the shear strength is conservative. In fact, it can be said that the adequate confining pressure has been provided to apply the shear strength of stone column materials when the undrained shear strength of subgrade increases.

3-Generally, the percentage of undrained strength increases along with the increase in confining pressure; however, the slope of changes in the percentage of increase in undrained strength of soil with the undrained shear strength of 15 kPa is milder than that of the soil with the undrained shear strength of 30 kPa, and this slope is milder when the confining pressure is less than 200.

4-The comparison between the parameter of shear strength of the soil reinforced with granular column with analytical relationships suggests that the difference between the internal friction angle parameter of the results obtained from the analytical and lab relationship increases according to the value of  $n$ ; however, the cohesion remains constant because the parameter of the equivalent cohesion does not depend on  $n$  value.

5-Comparison between the parameters of shear strength resulting from the test and the analytical relationships suggest that the equivalent shear strength parameter will be equal to 1 in ML1 subgrade considering the ratio of stress concentration, and it is equal to 2 in ML2 subgrade considering the ratio of stress concentration.

6-The difference between the analytical results and laboratory results decreases along with the increase in the undrained strength of the surrounding soil. The main reason resulting in this is that the adequate confining pressure has not been provided to apply the shear strength of stone column sand materials along with further softening of the clay around the stone column when the undrained shear strength of subgrade increases, while the complete shear strength of the stone column materials is used in the relations. However, it will be possible to apply the shear strength of stone column materials along with the increase in subgrade strength and confining pressure, resulting in the increase in the parameters of shear strength.

## REFERENCES

- [1]-Barksdale, R.D., Bachus, R.C. (1983). "Design and Construction of Stone Column" Vol 1 FHWA / RD.
- [2]-Bergado, D.T., Lam, F.L. (1987) "Full Scale Load Test of Granular Piles with Different Densities and Different Proportions of Gravel and Sand in the Soft Bangkok Clay" *Soils and Foundations*, 27(1), PP.86-93.
- [3]-Aboshi, H., E. Ichimoto, M. Enoki, and Harada. K. (1979) "The Compozer -A Method to Improve Characteristics of Soft Clays by Inclusion of Large Diameter Sand Columns," proceeding A, International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and other Techniques, Vol. I, Paris, pp. 211-216.
- [4]-Cooper, M. and Rose, A.N., Stone column support for an embankment on deep alluvial soils", *ICE Proceedings Geotechnical Engineering*, 1999, 137(1):15-25,
- [5]-Abusharar, S.W. and Han, J. Two-dimensional deep-seated slope stability analysis of embankments over stone column-improved soft clay", *Engineering Geology*, 2011, 120(1-4):103-110
- [6]-Christoulas, S.T., Giannaros, C.H., Tsiambaos, G. Stabilization of embankment foundations by using stone columns, *Geotechnical and Geological Engineering*, 1997, 15(3):247-258
- [7]-Mestar P, R.Y."Validation des modeles numerigues de sol ameliore par colonnes". Proceedings international symposium on ground improvement, 2004, 229-243
- [8]-Priebe H. Abschätzung des Scherwiderstandes eines durgh Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes", *Die Bautechnik*, 1978, 55(9):281-284.
- [9]-Institution, I.S., "Indian standard code of practice for design and construction for ground improvement-guidelines. New Delhi, 2003.
- [10]-Fox, Z., "Critical State, Dilatancy and Particle Breakage of Mine Waste Rock". Colorado state university: Fort Collins, USA. 2011.
- [11]-Stoeber, J.N., "Effects of Maximum Particle Size and Sample Scaling on the Mechanical Behavior of Mine Waste Rock; a Critical State Approach". (٢٠١٢), Colorado state university: Fort Collins, USA.
- [12]- Standard, ASTM. D4767-04, "Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils". ASTM International, United States.
- [13]-Aslani, M. Nazariafshar, J. and Ganjian, N. "Experimental Study on Shear Strength of Cohesive Soils Reinforced with Stone Columns", *Geotechnical and Geological Engineering*, 2019, 37(3):2165-2188

### HOW TO CITE THIS ARTICLE

J. Nazariafshar, M. Aslani, N. Mehrannia, *Experimental study on Equivalent shear strength of cohesive soils improved with Stone columns by Triaxial Testing*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 52(9) (2020) 539-542.

DOI: [10.22060/ceej.2019.15987.6099](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.15987.6099)







## بررسی آزمایشگاهی مقاومت برشی معادل در خاکهای چسبنده بهسازی شده با ستون‌های سنگی در دستگاه سه محوری

جواد نظری افشار<sup>۱\*</sup>، مجید اصلانی<sup>۲</sup>، نیما مهران نیا<sup>۳</sup>

<sup>۱</sup> استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد شهرقدس، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران.  
<sup>۲</sup> هیات علمی گروه مهندسی عمران، واحد لنجان، دانشگاه آزاد اسلامی، اصفهان، ایران  
<sup>۳</sup> گروه مهندسی عمران، واحد شهرقدس، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

**تاریخچه داوری:**  
دریافت: ۱۳۹۷-۱۲-۲۱  
بازنگری: ۱۹۸-۰۲-۲۱  
پذیرش: ۱۳۹۸-۰۳-۰۲  
ارائه آنلاین: ۱۳۹۸-۰۳-۲۷

### کلمات کلیدی:

سلول واحد  
مقاومت برشی معادل  
همگن‌سازی  
آزمایش سه محوری  
ستون سنگی

**خلاصه:** استفاده از ستون‌های سنگی یکی از روش‌های متداول در بهسازی خاک ضعیف است. یکی از روش‌های بررسی رفتار زمین‌های بهسازی شده با ستون سنگی روش همگن‌سازی است. در این روش مصالح ستون سنگی و خاک اطراف با یک خاک با پارامترهای معادل بهبودیافته جایگزین می‌شود. در روش همگن‌سازی پارامترهای معادل از طریق معدل‌گیری پارامترهای مصالح ستون سنگی و خاک اطراف به‌وسیله روابط خطی محاسبه می‌شود. در این تحقیق مقاومت برشی و پارامترهای مقاومت برشی معادل خاک بهسازی شده با ستون سنگی بر اساس روابط تحلیلی محاسبه و صحت روابط از طریق انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی در دستگاه سه محوری مورد بررسی قرار گرفته است. در این روش، به‌وسیله شبیه‌سازی سلول واحد در مقیاس آزمایشگاهی به بررسی رفتار ستون‌های سنگی پرداخته شده است. در این تحقیق از دستگاه سه محوری باقابلیت ساخت نمونه با قطر ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر استفاده شده است. قطر ستون‌های سنگی مورد بررسی برابر با ۳۷/۵ و ۵۱ میلی‌متر و آزمایش‌های انجام شده در حالت تحکیم نیافته- زهکشی نشده در ۳ فشار دورگیر ۵۰ و ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال انجام شده است. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که با به‌کارگیری ستون سنگی در خاک نرم، مقاومت برشی زهکشی نشده و سختی نمونه افزایش یافته و با افزایش فشار دورگیر، درصد افزایش مقاومت زهکشی نشده روند افزایشی خواهد داشت. اختلاف بین پارامتر زاویه اصطکاک داخلی نتایج حاصل از رابطه تحلیلی و آزمایشگاهی با افزایش مقدار ضریب تمرکز تنش افزایش یافته و با افزایش مقاومت زهکشی نشده خاک اطراف کمتر شده است.

### ۱- مقدمه:

خاک‌هایی می‌باشد. ستون سنگی ظرفیت باربری خاک نرم را افزایش می‌دهد، نشست‌ها را کاهش می‌دهد. یکی از کاربردهای روش‌های بهسازی زمین مانند اختلاط عمیق و ستون‌های سنگی به‌منظور کاهش پتانسیل روانگرایی می‌باشد [۴-۱] به دلیل نفوذپذیری بالای مصالح ستون سنگی در هنگام زلزله موجب کاهش فشار آب منفذی می‌شود و همچنین به دلیل استفاده از ستون سنگی در خاک‌های سیلتی موجب افزایش مقاومت برشی خاک شده و مقاومت خاک در برابر روانگرایی افزایش می‌یابد.

برای ساخت یک سازه روی خاک نرم، مهندسی با نشست‌های زیاد و ظرفیت باربری کم خاک مواجه هستند. به همین منظور، نیاز به بهبود پارامترهای مقاومتی چنین خاک‌هایی به‌شدت احساس می‌شود. استفاده صحیح از یک روش بهسازی زمین انتخابی ارزشمند و همچنین اقتصادی برای این مقصود در مقایسه با روش‌های متداول مانند استفاده از شمع می‌باشد. استفاده از ستون‌های سنگی برای بهبود خاک نرم یکی از مؤثرترین شیوه‌های اصلاح ظرفیت باربری چنین

در ادبیات فنی روش‌های مختلفی برای مدل‌سازی خاک بهسازی

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: j.nazariafshar@qodsiu.ac.ir



شده با ستون‌های سنگی در نظر گرفته شده است [۵] استفاده از دستگانه سه محوری جهت مدل‌سازی مفهوم سلول واحد<sup>۱</sup> یکی از روش‌های متداول برای بررسی رفتار ستون‌های سنگی است. در این روش با ایجاد یک حفره در وسط نمونه خاک رس در نمونه سه محوری به مدل‌سازی ستون سنگی و خاک نرم اطراف آن پرداخته می‌شود. به‌عنوان مثال، با استفاده از مدل‌های آزمایشگاهی در دستگانه سه محوری به مدل‌سازی و بررسی ستون‌های سنگی مسلح شده و بررسی پارامترهای تأثیرگذار مانند طول مسلح سازی و نوع مصالح مسلح سازی پرداخته شده است [۱۰-۶]. برای محاسبه نشست و ظرفیت باربری ستون‌های سنگی، هر ستون و خاک اطراف آن مانند یک سلول واحد فرض می‌شود [۱۱-۱۲] سلول واحد به‌عنوان یک استوانه با قطر مؤثر ( $D_e$ ) یک ستون سنگی و خاک پیرامون آن را در برمی‌گیرد. رفتار بار-نشست سلول واحد هنگام بارگذاری سطح کل، تقریباً خطی است که این مسئله به علت افزایش سختی خاک بهسازی شده با ستون سنگی باشد [۱۳] یکی دیگر از روش‌های متداول در زمینه بررسی رفتار ستون‌های سنگی، استفاده از روش همگن‌سازی برای ساده‌سازی حل مسئله می‌باشد که در ادبیات فنی مورد بررسی قرار گرفته است [۱۴-۱۶]. استفاده از این روش در زمینه برآورد ظرفیت باربری گروه ستون سنگی و بخصوص پایداری شیب با ستون سنگی استفاده شده است. در حال حاضر نیز بسیاری از محققان از روش همگن‌سازی در مطالعه‌های خود استفاده نموده‌اند [۱۷-۱۹].

نجار و همکاران [۲۰] تأثیر وجود ستون‌های سنگی را روی بارگذاری زهکشی نشده رس نرم در آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده بررسی نمودند. نتایج حاصل نشان داد در صورتی که طول ستون سنگی از طول بحرانی (۴ تا ۸ برابر قطر ستون سنگی) بیشتر باشد می‌توان گفت ستون سنگی باعث افزایش ظرفیت باربری، کاهش نشست و کاهش فشار آب حفرهای اضافی در هنگام بارگذاری خواهد شد. عملکرد ستون سنگی در بهسازی رس‌های نرم بستگی به مقاومت برشی زهکشی نشده رس نرم، زاویه اصطکاک داخلی مصالح ستون سنگی و هندسه ستون سنگی شامل قطر و فاصله ستون‌ها دارد. بهبود مقاومت برشی زهکشی نشده نمونه‌های ستون سنگی غیرمسلح وابستگی کمی به فشار دورگیر در آزمایش سه محوری دارد و با افزایش فشار دورگیر بهبود مقاومت برشی زهکشی نشده کمی

افزایش می‌یابد.

میراندا و داکستا [۲۱] با آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده تأثیر غلاف ژئوتکستایل را در مقاومت ستون سنگی را بررسی نمودند. در این تحقیق از دو نوع ژئوتکستایل و دو نوع تراکم مختلف برای مصالح سنگی استفاده شد. افزایش مقاومت ستون سنگی مسلح شده با ژئوتکستایل نسبت به نمونه‌های غیرمسلح در کرنش‌های محوری مختلف اندازه‌گیری شد که نتایج بیانگر افزایش تنش انحرافی ستون سنگی مسلح به غیرمسلح است. همچنین کرنش شعاعی ستون‌های سنگی مسلح در کرنش محوری ۲۰ درصد، بین ۶ تا ۷ درصد بوده در حالی که در ستون‌های سنگی غیرمسلح بسته به مقدار فشار دورگیر دارای کرنش شعاعی ۹ تا ۱۶/۵ درصدی خواهند بود.

در بیشتر روش‌های ارائه شده برای بررسی رفتار و طراحی ستون‌های سنگی از مفهوم سلول واحد برای مدل‌سازی ستون سنگی و خاک نرم اطراف استفاده شده است. در عمل تقریباً بیشترین کاربرد ستون‌های سنگی به صورت گروهی است که با به دست آوردن ظرفیت باربری یک ستون و ضرب آن در تعداد ستون‌ها، ظرفیت باربری گروه ستون سنگی به دست می‌آید. برای محاسبه تأثیر مسلح سازی ستون‌های سنگی بر افزایش ظرفیت باربری و افزایش مقاومت برشی خاک دو روش کلی وجود دارد. در روش اول خاک محل و ستون سنگی به طور جداگانه در نظر گرفته شده و اثر آن‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد، اما روش دوم استفاده از روش همگن‌سازی است. مثلاً جهت تحلیل پایداری شیب مسلح شده با ستون سنگی بجای مدل‌سازی و تحلیل سه‌بعدی شیب و ستون سنگی، می‌توان با استفاده از روش همگن‌سازی بجای پارامترهای خاک محل و ستون سنگی پارامترهای معادل را در نظر گرفت و تحلیل را به صورت ساده‌تر انجام داد که علاوه بر کاهش زمان و سهولت تحلیل موجب ایجاد یک روش ساده جهت برآورد اولیه از کارایی استفاده از روش ستون‌های سنگی مثلاً در پایداری شیب خواهد شد. در عمل هموزن سازی سلول واحد به کمک یک رابطه خطی انجام می‌شود. در این روش مقاومت برشی خاک هموزن معادل به نسبت سهم مساحت خاک بستر و ستون سنگی در سلول واحد محاسبه می‌شود. صحت استفاده از رابطه خطی مورد استفاده در هموزن سازی در ستون‌های سنگی تاکنون با آزمایش‌های آزمایشگاهی بررسی نشده است و تقریباً اکثر مطالعات صورت گرفته در زمینه مقایسه تحلیل و استفاده از مفهوم سلول واحد



$n$  = نسبت تمرکز تنش،  $\sigma_c$  = تنش وارد بر روی ستون سنگی،

$\sigma_s$  = تنش وارد بر روی توده خاک

حجم خاک جایگزین شده با مصالح ستون سنگی اثر بسیار مهمی بر عملکرد خاک بهسازی شده دارد. بدین منظور نسبتی به نام نسبت ناحیه اصلاح شده<sup>۱</sup> ( $A_r$ ) که حاصل تقسیم سطح ستون‌های سنگی بر سطح کل ناحیه اصلاح شده است و به صورت رابطه ۲ بیان می‌شود.

$$A_r = \frac{A_c}{A_s + A_c} \quad (2)$$

$A_c$  = مساحت افقی مجموع ستون‌های سنگی،  $A_s$  = مساحت

افقی خاک اطراف ستون‌های سنگی

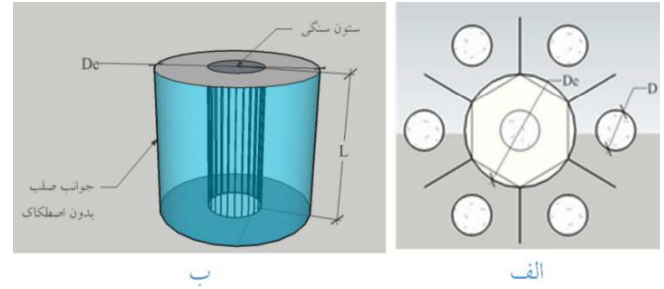
برای اهداف تحلیل ظرفیت باربری، نشست و پایداری در زمین‌های بهسازی شده با ستون سنگی می‌توان یک ستون سنگی و خاک پیرامون آن را مطابق شکل ۱-الف به صورت یکپارچه در نظر گرفت. استوانه در نظر گرفته شده شامل ستون سنگی و خاک پیرامونی به عنوان یک سلول واحد شکل ۱-ب شناخته می‌شود.

مدل سلول واحد به طور گسترده‌ای در تحلیل‌های عددی مورد استفاده قرار گرفته است و جزئیات آن بررسی شده است. گروه بسیار بزرگی از ستون‌های سنگی تحت بار یکنواخت اعمال شده بر سطح را در نظر بگیرید که هر ستون سنگی می‌تواند به عنوان یک سلول واحد در نظر گرفته شود. مدل سلول واحد در این روش با وجود ستون سنگی و خاک اطراف نمونه مورد مطالعه به صورت غیر همگن است. یکی از روش‌های ساده‌سازی، استفاده از سلول واحد به صورت همگن است. استفاده از این مدل باعث ساده‌سازی در هندسه مسئله می‌شود. ساده‌ترین پیشنهاد برای محاسبه پارامترهای خاک همگن معادل متوسط گیری وزنی پارامترهای ستون سنگی و خاک اطراف در نسبت ناحیه اصلاح شده متناظر آن است.

بارکسدرال و باچوز [۱۱] رابطه ۳ را برای محاسبه زاویه اصطکاک داخلی معادل پیشنهاد نمودند.

$$[\tan \phi]_{ave} = \frac{\gamma_c \cdot A_r \cdot \tan \phi_c + \gamma_s \cdot (1 - A_r) \cdot \tan \phi_s}{\gamma_{ave}} \quad (3)$$

در رابطه ۳  $\gamma_{ave} = A_r \gamma_c + (1 - A_r) \gamma_s$  است که  $\gamma_{ave}$  = وزن



شکل ۱. مفهوم سلول واحد  
Fig. 1. Unit cell concept

به صورت واقعی (خاک و مصالح ستون به طور جداگانه) و به صورت همگن، به صورت تحلیلی یا عددی است. لذا با توجه به کاستی موجود در این زمینه هدف بر آن است که به صورت مطالعه تجربی در مقیاس آزمایشگاهی کوچک به شبیه‌سازی سلول واحد و بررسی مقاومت برشی ترکیبی مصالح ستون سنگی و خاک اطراف پرداخته شود. برای این منظور در این تحقیق به بررسی تأثیر وجود ستون سنگی در مقاومت برشی خاک نرم، رفتار تنش- کرنش نمونه خاک نرم مسلح شده با ستون سنگی، اثر فشار دورگیر در مقاومت برشی معادل و بررسی صحت رابطه خطی مورد استفاده در همگن‌سازی خاک‌های نرم مسلح شده با ستون دانه‌ای پرداخته شده است.

## ۲- مبانی نظری

با قرار دادن خاک‌ریز یا پی بر روی بستر بهسازی شده با ستون سنگی تمرکز تنش در ستون سنگی روی داده و در خاک پیرامونی با سختی کمتر، کاهش تنش روی می‌دهد. دلیل این پدیده را می‌توان این گونه بیان نمود که چون نشست ستون سنگی و خاک اطراف تقریباً یکسان است پس در نتیجه بار به نسبت سختی پخش می‌گردد و چون ستون سنگی دارای سختی بالاتری نسبت به اطراف می‌باشد سهم باربری آن بیشتر بوده و تمرکز تنش در آن ایجاد می‌شود. نسبت تمرکز تنش را به صورت ضریبی بدون بعد به نام نسبت تمرکز تنش ( $n$ ) به صورت رابطه ۱ بیان می‌شود. در مطالعات بارکسدرال و باچوز [۱۱] محدوده ۲ الی ۵ برای ضریب تمرکز تنش به دست آمد، اما برگادو و همکاران [۱۲] آبوشی و همکاران [۲۲] مقدار ضریب تمرکز تنش را تا ۹ نیز محاسبه کرده‌اند.

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \quad (1)$$

استفاده نمی‌شود و در صورت استفاده مقدار نسبت تمرکز تنش برابر ۱ فرض می‌شود. برای محاسبه چسبندگی معادل از رابطه ۷ استفاده می‌شود.

$$C_{ave} = A_r C_c + (1 - A_r) C_s \quad (7)$$

در رابطه ۷،  $C_{ave}$  = چسبندگی معادل  $C_c$  = چسبندگی مصالح ستون دانه‌ای و  $C_s$  = چسبندگی مصالح بستر است.

مقاومت برشی معادل ( $\tau_{ave}$ ) درون سلول واحد به صورت از رابطه محاسبه می‌شود.

$$\tau_{ave} = A_r \tau_c + (1 - A_r) \tau_s \quad (8)$$

$\tau_{ave}$  = مقاومت برشی معادل،  $A_r$  = نسبت جایگزینی و  $\tau_c$  = تنش برشی مصالح ستون سنگی،  $\tau_s$  = تنش برشی مصالح بستر

### ۳- تجهیزات آزمایشگاهی و ساخت نمونه‌ها

در پژوهش حاضر برای مدل‌سازی و انجام آزمایش‌ها از دستگاه سه محوری کاملاً دیجیتال و اتوماتیک با قابلیت ساخت نمونه‌های با قطر ۱۰۰ و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر استفاده شده است (شکل ۲). جابه‌جایی اعمالی توسط یک جابجایی سنج افقی (LVDT) و نیروی محوری توسط یک لودسل اندازه‌گیری شده است. برای اعمال فشار دورگیر از یک دستگاه اتوماتیک استفاده شده است و امکان ثابت نگه‌داشتن مقدار فشار دورگیر با خطای کمتر از ۲ کیلوپاسکال به وسیله آن در طی آزمایش امکان‌پذیر بود. داده‌های حاصل از آزمایش‌ها توسط یک دیتالاگر به کامپیوتر منتقل شده و با یک برنامه مخصوص جمع‌آوری، ثبت و تحلیل شده است. سرعت جابجایی اعمالی در تمامی آزمایش‌ها برابر ۱ میلی‌متر در دقیقه در نظر گرفته شده است. در این پژوهش آزمایش‌ها بر اساس اعمال جابجایی کنترل شده در شرایط تحکیم نشده- زهکشی نشده مطابق استاندارد ASTM D2850-03a [۲۸] انجام شده است.

### ۴- برنامه آزمایش‌ها و روش انجام آزمایش

#### ۴-۱- مشخصات مصالح مصرفی

برای ساخت بستر خاک نرم از لای با خاصیت خمیری کم (ML) استفاده شده است. خاک ریزدانه مورد استفاده از کارخانه چینی‌سازی در آذربایجان شرقی تهیه شده است و در بازار با عنوان خاک رس



شکل ۲. دستگاه سه محوری مورد استفاده در این پژوهش  
Fig. 2. Triaxial testing device- Used in this research

واحد حجم معادل و  $\gamma_c$  = وزن واحد حجم مصالح ستون سنگی،  $\gamma_s$  = وزن واحد حجم مصالح بستر است.

کوپر و همکاران [۲۳] و ابوشرار و هان [۲۴] رابطه ۴ را برای محاسبه زاویه اصطکاک داخلی معادل ارائه نمودند:

$$\varphi_{ave} = \tan^{-1}(A_r \cdot \tan \varphi_c + (1 - A_r) \tan \varphi_s) \quad (4)$$

کوپر و رز [۲۳] و کریستولاس [۲۵] و مستار [۲۶] رابطه ۵ را برای محاسبه زاویه اصطکاک داخلی معادل ارائه نمودند.

$$\varphi_{ave} = A_r \varphi_c + (1 - A_r) \varphi_s \quad (5)$$

همان‌گونه که در روابط ۳ و ۴ و ۵ مشخص است اثر نسبت تمرکز تنش در این روابط دیده نشده است و کلیه پارامترهای مقاومت برشی خاک معادل با در نظر گرفتن نسبت تمرکز تنش برابر با ۱ محاسبه شده است. پرایب [۲۷] به منظور تأثیر نسبت تمرکز تنش در محاسبه زاویه اصطکاک داخلی معادل رابطه ۶ را پیشنهاد نمود.

$$\varphi_{ave} = \tan^{-1}(\omega \cdot \tan \varphi_c + (1 - \omega) \cdot \tan \varphi_s) \quad (6)$$

در رابطه ۶  $\omega = \frac{A_r \cdot n}{1 + A_r(n-1)}$  است.

در روابط بالا  $\varphi_{ave}$  = زاویه اصطکاک معادل  $\varphi_c$  = زاویه اصطکاک مصالح ستون سنگی و  $\varphi_s$  = زاویه اصطکاک مصالح بستر و  $A_r$  نسبت ناحیه اصلاح شده است. لیکن در اکثر مطالعات و کارهای مهندسی از رابطه ۶ به دلیل معلوم نبودن مقدار نسبت تمرکز تنش



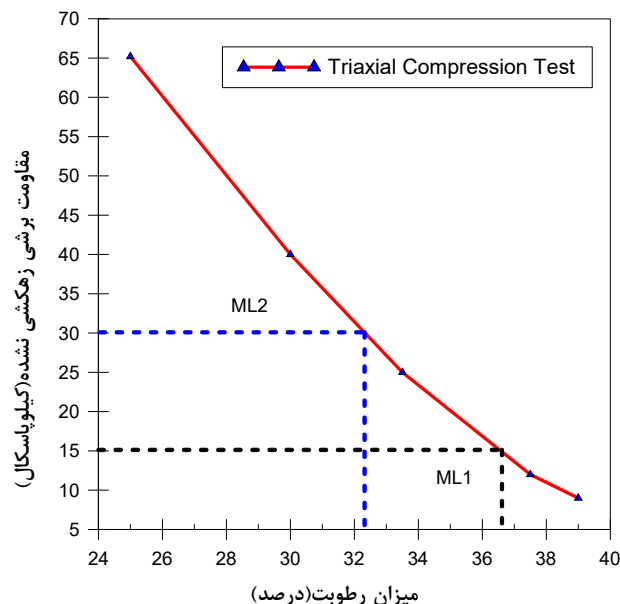
جدول ۱. مشخصات مصالح خاکی مورد استفاده در آزمایش الف) مصالح دانه‌ای ب) خاک ریزدانه

Table 1. Properties of a) stone columns' materials b) soft soil

ب		الف	
پارامتر	مقدار	پارامتر	مقدار
چگالی ویژه	۲/۷	چگالی ویژه	۲/۶
حد روانی (درصد)	۴۳	حداکثر وزن مخصوص خشک	$16 \text{ kN/m}^3 / 4$
حد خمیری (درصد)	۳۵	حداقل وزن مخصوص خشک	$13 \text{ kN/m}^3 / 1$
شاخص خمیری (درصد)	۸	وزن مخصوص در تراکم نسبی ۶۳٪	$15 \text{ kN/m}^3$
رطوبت بهینه (درصد)	۱۹	زاویه اصطکاک داخلی در تراکم نسبی ۶۳٪ (درجه)	۴۳
حداکثر وزن مخصوص خشک	$16 \text{ kN/m}^3$	چسبندگی در تراکم نسبی ۶۳٪ (کیلوپاسکال)	۱۸
وزن مخصوص مرطوب	$19 \text{ kN/m}^3$	ضریب یکنواختی	۲
مقاومت برشی زهکشی نشده استفاده شده	۱۵	ضریب انحنای	۱
(کیلوپاسکال)	۳۰	طبقه‌بندی در سیستم متحده	SP
طبقه‌بندی در سیستم متحده	ML		

نرم پرهیز نمود. دلیل این توصیه فنی آن است که ظرفیت باربری ستون‌های سنگی شدیداً وابسته به فشار جانبی وارده از طرف خاک بستر است و این فشار جانبی در خاک‌های خیلی نرم در عمل کم می‌باشد و ظرفیت باربری ستون‌های سنگی به‌طور چشمگیری کاهش می‌یابد و لذا استفاده از مسلح‌کننده‌های ژئوسنتتیک در این مواقع برای افزایش ظرفیت باربری و اقتصادی شدن طرح کمک شایانی می‌نماید. در ادبیات فنی مرز مقاومت برشی خاک‌های نرم و بسیار نرم برابر با ۱۵ کیلوپاسکال تعیین شده است. با توجه به اینکه در پژوهش حاضر ستون سنگی مورد نظر از نوع غیرمسلح می‌باشد برای منطقی شدن نتایج با شرایط اجرایی مهندسی برای مقاومت برشی خاک بستر ۲ مقدار مقاومت برشی زهکشی نشده ۱۵ کیلوپاسکال ML1 و ۳۰ کیلوپاسکال ML2 در نظر گرفته شد تا تأثیر بهسازی را در بازه مختلف خاک‌های نرم مورد بررسی قرار گیرد.

برای رسیدن به رطوبت متناسب با مقاومت برشی زهکشی نشده مورد نظر، ۵ عدد آزمایش سه محوری در فشار دورگیر ۱۰۰ کیلوپاسکال بر روی نمونه‌های با قطر ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر مطابق استاندارد ASTM D2850-03a انجام شده است. در شکل ۳ تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده خاک ریزدانه در برابر تغییرات رطوبت ارائه شده است. نتایج حاصل از شکل ۳ نشان می‌دهد جهت رسیدن به مقاومت برشی زهکشی نشده ۱۵ و ۳۰ کیلوپاسکال، مورد نظر در این پژوهش، لازم است که خاک ریزدانه به



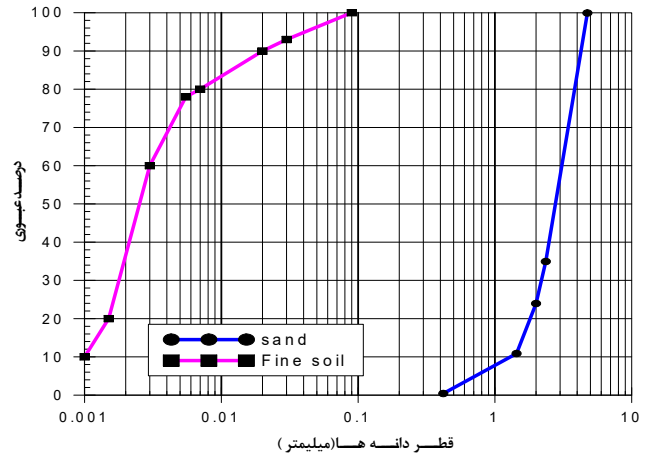
شکل ۳. تغییر مقاومت برشی زهکشی نشده خاک ریزدانه با افزایش رطوبت

Fig. 3. Variation of undrained shear strength with water content

چینی یا کائولن تجاری از آن نام برده می‌شود در صورتی که از لحاظ حدود آتربرگ خاک مذکور در گروه خاک لای با خاصیت خمیری کم طبقه‌بندی می‌شود. در جدول ۱ مشخصات خاک ریزدانه ارائه شده است. در ادبیات فنی توصیه می‌شود که استفاده از ستون‌های سنگی معمولی (غیرمسلح با ژئوسنتتیک) در محدوده خاک‌های نرم محدود شود و حتی‌الامکان استفاده از ستون‌های سنگی در خاک‌های خیلی

ترتیب به رطوبت ۳۶/۵٪ و ۳۲/۲٪ برسد.

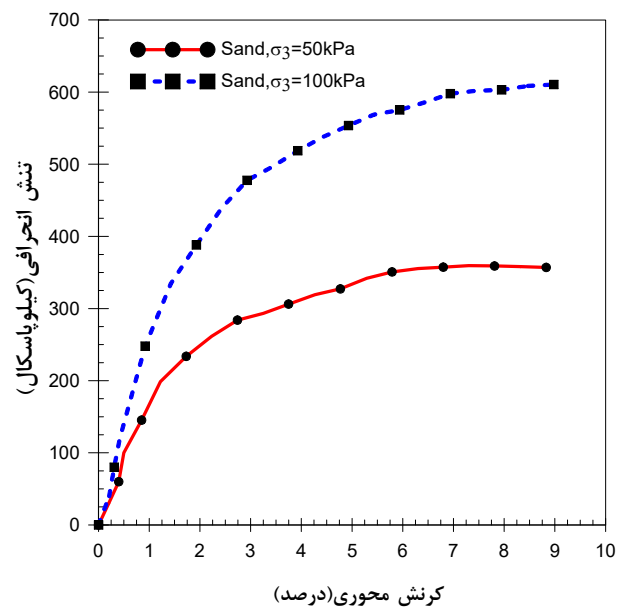
مصالح دانه‌ای ساخت ستون سنگی از نوع ماسه بد دانه‌بندی شده تیزگوش با محدوده دانه‌بندی ۱ الی ۴ میلی‌متر است. در شکل ۴ دانه‌بندی مصالح ریزدانه بستر و ستون سنگی ارائه شده است. برای تعیین مقاومت برشی مصالح دانه‌ای، ۲ آزمایش سه محوری در فشارهای دورگیر ۵۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال انجام شد. در جدول ۱ مشخصات مصالح ریزدانه بستر و ستون سنگی ارائه شده است. با توجه به اینکه ستون‌های سنگی مورد بررسی در این مطالعه دارای قطر کمتری نسبت به موارد اجرایی در محل می‌باشد، بنابراین بایستی ابعاد دانه‌ها با یک مقیاس مناسب برای شبیه‌سازی رفتار ستون‌های سنگی، کاهش یابد. بدین منظور، موارد زیر در انتخاب قطر مصالح مصرفی مورد توجه قرار داده شد. لازم به توضیح است موارد مورد زیر باید در خصوص انتخاب ابعاد دانه‌های مورد استفاده در نظر گرفته شده است: قطر ستون سنگی مورد استفاده در خاکهای رسی بین برابر ۶۰ الی ۱ متر می‌باشد [۲۹] و قطر مصالح سنگی مورد استفاده در ستون‌های سنگی با دانه‌بندی خوب و قطر بین ۲ تا ۷۵ میلی‌متر می‌باشد؛ بنابراین نسبت قطر ستون سنگی به قطر مصالح مورد استفاده بین ۸ تا ۵۵۰ می‌باشد [۳۰-۳۱] تحقیقات فاکس (۲۰۱۱) [۳۲] و استوبر (۲۰۱۲) [۳۳] نشان می‌دهد بزرگ‌ترین قطر مصالح سنگی باید برابر 10/1 قطر ستون سنگی باشد. طبق استاندارد ASTM-D-4767 [۳۴] برای نمونه‌های آزمایش سه محوری، نسبت قطر مصالح سنگی به قطر نمونه آزمایش برابر یک به شش باشد. نایاک (۱۹۸۳) [۳۵] و نسبت قطر مصالح به قطر ستون سنگی را بین ۱/۶ تا ۱/۷ بیان نمودند. لازم بذکر است رعایت اصول فوق در پژوهش هاب آزمایشگاهی مرتبط با ستون سنگی یک امر متداول می‌باشد [۳۶-۳۷]. لذا با توجه به موارد فوق محدوده اندازه ذرات مصالح دانه‌ای انتخاب شد. با توجه به مشکل نصب غشا در مصالح دانه‌ای، ابتدا قالب مخصوص به دستگاه سه محوری وصل شده و در داخل قالب غشا نصب شده و سپس مصالح دانه‌ای داخل قالب ریخته و نمونه با وزن مخصوص معادل با ۱۵ کیلونیوتن بر مترمکعب آماده شد. در پایان به وسیله پمپ خلأ هوای داخل نمونه خارج شده و به کمک این عمل قالب از اطراف نمونه برداشته شد (شکل ۵). با گذاشتن نمونه داخل دستگاه و اعمال فشار دورگیر و اطمینان از عملکرد صحیح غشا، خلأ داخل نمونه رفع شده و نمونه در شرایط عادی برش داده می‌شود.



شکل ۴. نمودار دانه‌بندی خاک ریزدانه و مصالح دانه‌ای  
Fig. 4. Particle size distribution for stone column and clay materials



شکل ۵. آماده‌سازی نمونه دانه‌ای برای آزمایش سه محوری  
Fig. 5. Preparation of stone columns material for Triaxial test



شکل ۶. نمودار تنش کرنش مصالح دانه‌ای  
Fig. 6. Shear stress vs axial strain of stone columns materials



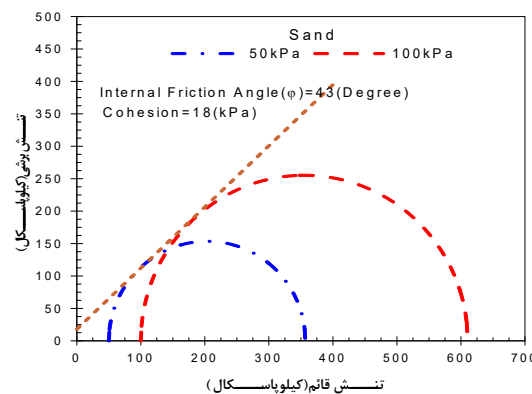
شکل ۸. الف) قالب تفلون به همراه لوله‌های ساخت ستون سنگی ب) دستگاه رطوبت سنج اتوماتیک با دقت بالا

**Fig. 8. a) special molding for construction of stone columns and surrounding soil b) automatic high accuracy moisture balance device**

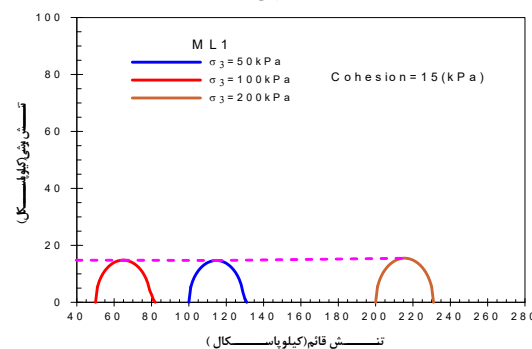
ناشی از قفل و بست داخلی بین ذرات تیز گوش مصالح دانه‌ای است و در ادبیات فنی به‌عنوان چسبندگی ظاهری از آن یاد می‌شود و با نوع چسبندگی موجود در ریزدانه‌ها تفاوت دارد.

#### ۴-۲- روش ساخت نمونه

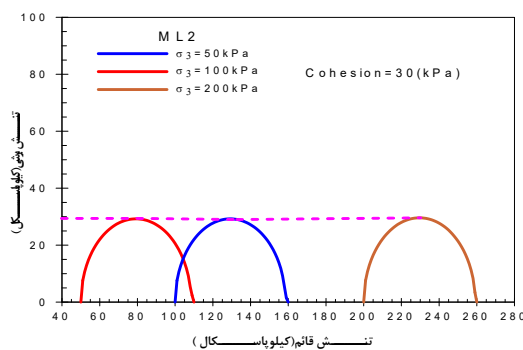
برای ساخت نمونه‌های خاک نرم مورد نیاز در آزمایش از روش ساخت نمونه با روش کوبش خاک بصورت لایه لایه با ضخامت یکسان با وزن مخصوص مورد نظر برابر با ۱۹ کیلو نیوتن بر متر مکعب استفاده شده است. در تمام آزمایش‌ها قطر نمونه خاک نرم ۱۰۰ میلی‌متر و قطر ستون دانه‌ای در مرکز خاک ریزدانه برابر ۳۷/۵ و ۵۱ میلی‌متر در نظر گرفته شد. با توجه به ثابت بودن قطر نمونه خاک نرم در آزمایش‌های سه محوری و متغیر بودن قطر ستون دانه‌ای می‌توان گفت که در آزمایش‌های انجام شده مقدار نسبت ناحیه اصلاح شده ( $A_r$ ) برای قطر ستون‌های دانه‌ای ۳۷/۵ و ۵۱ میلی‌متر به ترتیب برابر ۱۴٪ و ۲۶٪ است. برای ساخت نمونه خاک ریزدانه از یک قالب دوتکه و کوبه مخصوص جهت کوبش خاک و آماده‌سازی نمونه‌های مورد نیاز در دستگاه سه محوری (قطر ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر) استفاده شده است. جنس قالب از تفلون به قطر بیرونی ۱۴۵ میلی‌متر و قطر داخلی ۱۰۰ میلی‌متر با ارتفاع ۲۳۰ میلی‌متر است (شکل ۸- الف). همچنین در شکل ۳ لوله‌های استیل جدار نازک و شابلون برای استقرار لوله در مرکز نمونه ارائه شده است. ابتدا خاک ریزدانه در یک ظرف بزرگ مخلوط شده و پس از



الف



ب

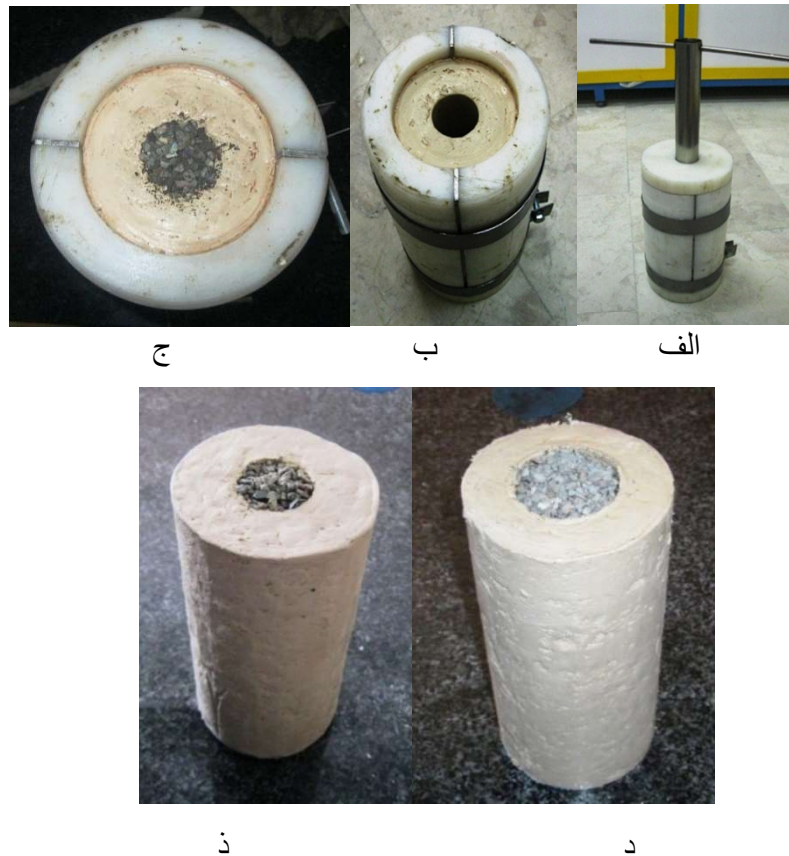


ج

شکل ۷. دایره موهر و پوش موهر کولمب مصالح الف) دانه‌ای ب) خاک ریز دانه ML1 ج) خاک ریز دانه ML2

**Fig. 7. Mohr-coulomb circles- a) stone columns b) ML1 c) ML2**

در شکل ۶ نمودار تنش- کرنش آزمایش سه محوری انجام شده بر روی مصالح دانه‌ای در تنش‌های جانبی ۵۰ و ۱۰۰ ارائه شده است. در شکل ۷ دایره موهر، پوش موهر کولمب و پارامترهای مقاومت برشی حاصل از ۲ آزمایش سه محوری انجام شده بر روی مصالح دانه‌ای نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل ۷ نشان داده شده است برای مصالح دانه‌ای مورد آزمایش علاوه بر زاویه اصطکاک داخلی مقدار ۱۸ کیلو پاسکال چسبندگی نیز حاصل شده است که این چسبندگی



شکل ۹. مراحل مختلف ساخت نمونه حاوی ستون دانه‌ای  
**Fig. 9. Different steps of preparation of surrounding soil and stone column**

سعی شد تا وزن مخصوص یکسان ۱۹ کیلونیوتن بر مترمکعب در طول نمونه حاصل شود. در انتهای آزمایش نیز وزن کل نمونه آماده شده بر حجم آن تقسیم شد تا وزن مخصوص کل آن نیز کنترل مجدد شود. با توجه به ارتفاع ۲۰ سانتیمتری نهایی نمونه نمونه‌سازی خاک‌ریز دانه در ۱۰ مرحله ۲ سانتیمتری انجام شد. لازم به ذکر است برای کوبش خاک نرم از یک کوبه با جنس تفلون با کف کوبه مشبک استفاده شد. کف مشبک کوبه با ورز دادن خاک از محبوس شدن هوا در خاک جلوگیری کرده و از ارتباط و پیوستگی لایه‌های خاک ریزدانه اطمینان حاصل می‌شود. همچنین برای ساخت نمونه‌های موردنیاز برای آزمایش مصالح دانه‌ای خالص از روش کوبش در لایه‌های یکسان مشابه روش بالا استفاده شد.

برای ساخت ستون دانه‌ای، مطابق شکل ۹-الف به کمک کلاهک مخصوص قالب تفلونی، یک لوله استیل با ضخامت جداره کمتر از ۲ میلی‌متر در مرکز نمونه در داخل خاک بستر رانده شد. جهت کاهش اصطکاک لوله با خاک و کم کردن اثر دست‌خوردگی در خاک ریزدانه،

گذشت ۴۸ ساعت، رطوبت طبیعی خاک با ۱۰ نمونه‌گیری از نقاط مختلف با دقت بوسیله آون و همچنین یک دستگاه اتوماتیک رطوبت سنج (در دمای ۱۱۰ درجه سانتیگراد) ساخت کشور آلمان که مخصوص اندازه‌گیری رطوبت گیاهان (مانند برگ گل سرخ) اندازه‌گیری شد. لازم بذکر است دلیل استفاده از این دستگاه رطوبت سنج اتوماتیک آن بود که با داشتن توامان بخش حرارت و توزین محاسبات رطوبت بصورت اتوماتیک انجام می‌شود و خطای انسانی از بین می‌رود (شکل ۸-ب). برای رسیدن به مقدار رطوبت متناسب با مقاومت برشی زهکشی نشده ۱۵ و ۳۰ کیلوپاسکال، مقدار رطوبت موردنیاز توسط یک آب‌پاش اضافه شده و نمونه در یک نایلون درب بسته ۴۸ ساعت نگهداری شد تا رطوبت در داخل خاک کاملاً یکنواخت شود.

سپس داخل قالب یک لایه نازک روغن مالیده شده و خاک موردنیاز بر اساس وزن مخصوص معادل با ۱۹ کیلونیوتن بر مترمکعب و حجم قالب از قبل وزن شده و در لایه‌هایی با ضخامت ۲ سانتیمتر داخل قالب ریخته و متراکم شد. با انجام این عمل در تمام مراحل

جدول ۲. لیست انجام آزمایش‌ها در دستگاه سه محوری

Table 2. Test program

شماره آزمایش	نام آزمایش	شرح آزمایش	نسبت ناحیه اصلاح شده (درصد)	فشار دورگیر $\sigma_3$ (کیلوپاسکال)			تعداد آزمایش
				۵۰	۱۰۰	۲۰۰	
۱	ML1	مصالح بستر $C_u=15kPa$	۰	۱	۱	۱	۳
۲	ML2	مصالح بستر $C_u = 30kPa$	۰	۱	۱	۱	۳
۳	S	مصالح دانه‌ای ستون سنگی	۱۰۰	۱	۱	۰	۲
۴	ML1-S-14%	خاک با ستون دانه‌ای به قطر ۳۷/۵	۱۴	۱	۱	۱	۳
۵	ML1-S-26%	خاک با ستون دانه‌ای به قطر ۵۱ میلی‌متر	۲۶	۱	۱	۱	۳
۶	ML2-S-14%	خاک با ستون دانه‌ای به قطر ۳۷/۵	۱۴	۱	۱	۱	۳
۷	ML2-S-26%	خاک با ستون دانه‌ای به قطر ۵۱ میلی‌متر	۲۶	۱	۱	۱	۳
جمع کل آزمایش ۳ محوری اصلی انجام شده در این پژوهش							۲۰
تعداد آزمایش ۳ محوری برای تعیین تغییرات مقاومت برشی با رطوبت در فشار دورگیر ۱۰۰ کیلوپاسکال							۵

شکل‌گیری ستون سنگی با قطر یکسان در طول موردنظر می‌شود. عملیات ساخت و تراکم ستون سنگی با همین روش تا پایان خارج شدن لوله از بستر نرم انجام شد.

برای ساخت ستون دانه‌ای با وزن مخصوص یکسان در کل طول ستون دانه‌ای، لازم بود که کوبش یکسانی در مصالح وارد شود لذا برای کوبش از یک کوبه به قطر ۱۸ میلی‌متر با وزن ۶۵۰ گرم استفاده شد. تمام لایه‌ها با انرژی تراکم یکسان معادل با ۱۰ ضربه کوبه با ارتفاع سقوط ۵ سانتی‌متر متراکم شد. بررسی‌های تجربی نشان داد که این مقدار انرژی برای تراکم مصالح دانه‌ای مناسب است. در کوبش ستون دانه‌ای نیایستی انرژی زیاد باشد چون در اثر کوبش زیاد ستون دانه‌ای دچار انبساط جانبی شده و خاک اطراف دچار دست‌خوردگی می‌شود (شکل ۹-ج). کوبش انتخاب شده در تمام آزمایش‌ها به گونه‌ای بود که انبساط جانبی در خاک اطراف حین کوبش رخ نداد. بعد از ساخت ستون ماسه‌ای در وسط نمونه خاک ریزدانه، قالب باز شده و نمونه برای آزمایش استفاده شده است. در شکل ۹-د و شکل ۹-ذ نمونه خاک ریزدانه به همراه ستون دانه‌ای به قطر ۳۷/۵ و ۵۱ میلی‌متر به ترتیب ارائه شده است.

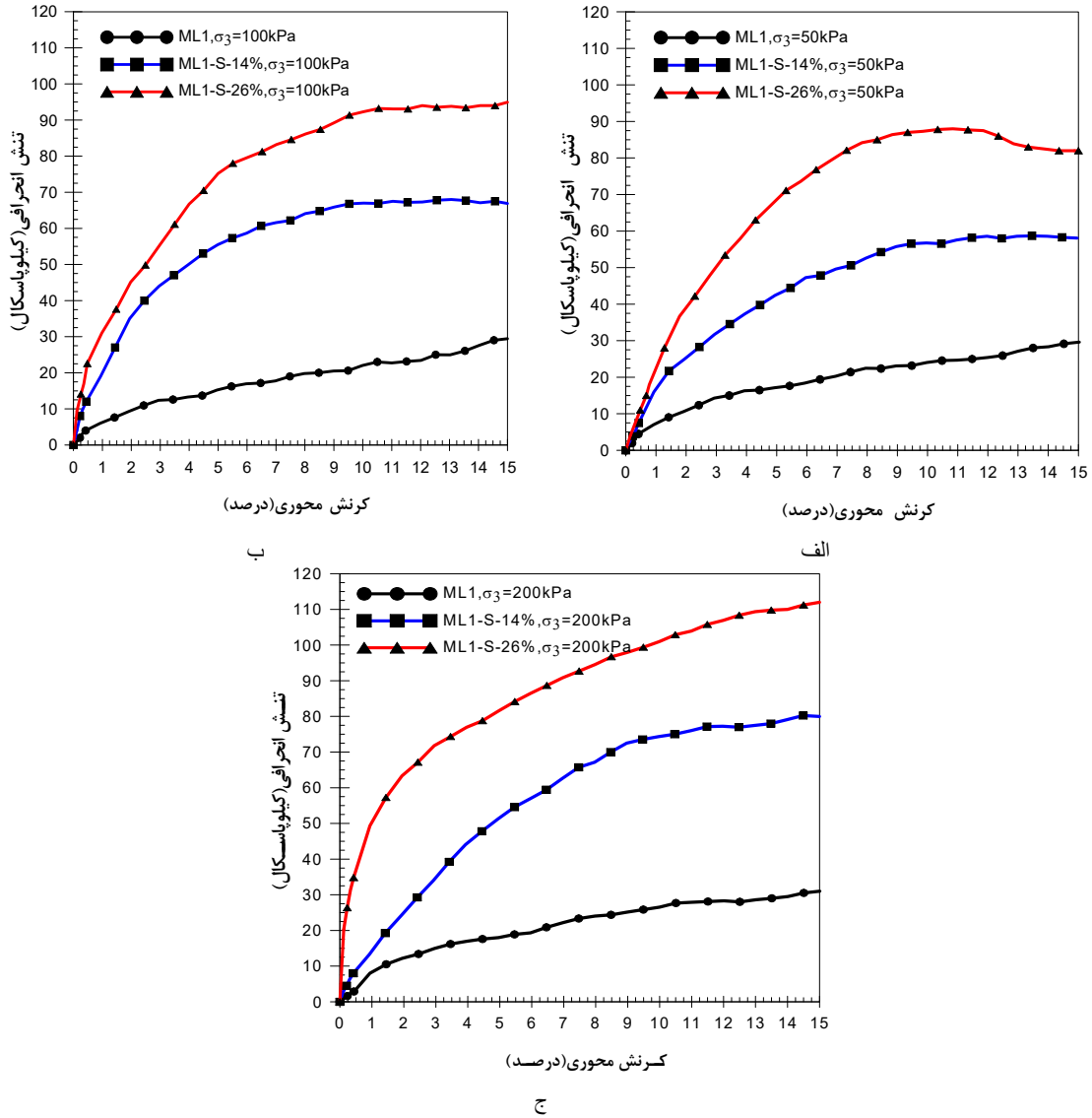
#### ۳-۴- برنامه آزمایش‌ها

مطابق با اهداف این پژوهش برنامه آزمایش‌ها مطابق جدول ۲ در نظر گرفته شد. آزمایش‌ها در دو نسبت ناحیه اصلاح شده ۱۴ و ۲۶ درصد و در سه فشار دورگیر ۵۰ و ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال انجام شد. برای ساخت خاک بستر از مصالح ریزدانه با دو مقاومت برشی

داخل و بیرون لوله ابتدا با یک لایه نازک روغن آغشته شده و سپس لوله به صورت قائم و به آرامی و با احتیاط در خاک نرم رانده شد. خارج ساختن خاک نرم داخل لوله حداکثر در ضخامت‌های ۲۵ میلی‌متر انجام شده زیرا عملاً خارج ساختن خاک چسبیده با ضخامت بیشتر امکان‌پذیر نبوده و علاوه بر آن با خروج بیش از حد خاک چسبیده در یک مرحله موجب ایجاد مکش در خاک نرم و دست‌خوردگی خاک می‌شود (شکل ۹-ب). برای خارج ساختن خاک از اوگر مخصوص که برای این پژوهش ساخته شده بود استفاده شد.

با توجه به نرم بودن مصالح بستر امکان خارج نمودن کامل لوله و ساخت ستون سنگی در بستر میسر نبود؛ زیرا به محض بیرون آوردن کامل لوله به علت نرمی خاک بستر در اثر حرکت افقی خاک به سمت مرکز حفره ایجاد شده، موجب کاهش قطر ستون سنگی می‌شد و امکان ساخت صحیح ستون سنگی امکان‌پذیر نمی‌شد. ساخت ستون سنگی بصورت لایه لایه در ضخامت ۲٫۵ سانتی‌متر با کنترل وزن مخصوص انجام شد. به منظور تماس مناسب بین مصالح ریزدانه و ستون سنگی و تشکیل صحیح قطر ستون سنگی متناسب با قطر مورد نیاز، در هر مرحله از ساخت ستون سنگی وزن مصالح متناسب با ساخت ستون سنگی به ضخامت ۲٫۵ سانتی‌متر در داخل لوله ریخته و کوبیده شد. سپس لوله به ارتفاع ۲ سانتی‌متر به آرامی به طرف بالا جابجا شده تا در هر مرحله ساخت ستون سنگی حداقل ۰/۵ سانتی‌متر از طول لوله با لایه قبلی ستون سنگی در ارتباط باشد. این ارتباط از انبساط جانبی ستون سنگی هنگام کوبش و همچنین ورود مصالح بستر به داخل حفره ستون سنگی در مراحل ساخت جلوگیری نموده و باعث

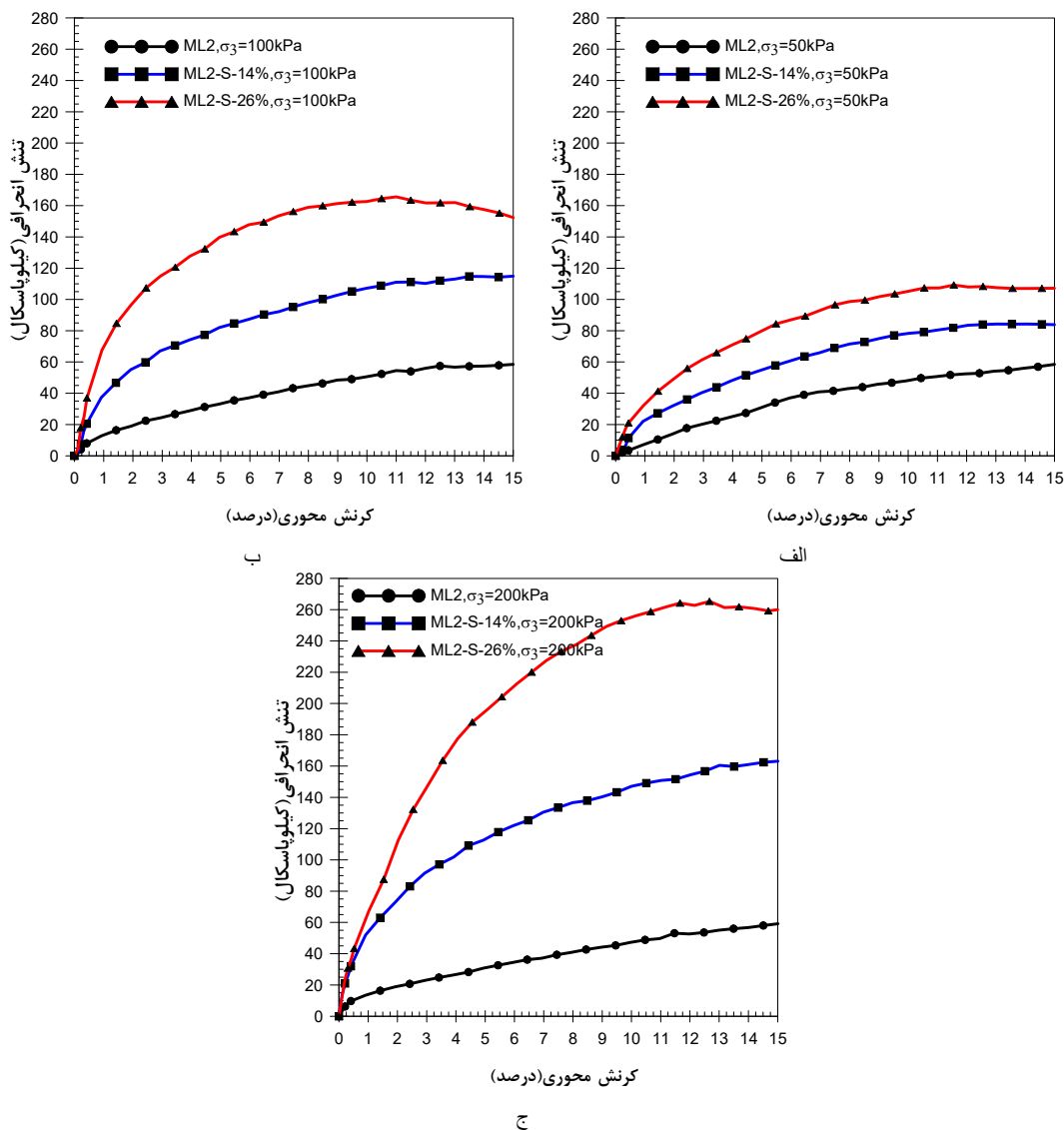




شکل ۱۰. رفتار تنش کرنش نمونه‌ها در خاک در نسبت‌های جایگزینی ۱۴ و ۲۶ درصد و  $C_u = 15 kPa$  (الف)  $\sigma_3 = 50 kPa$  (ب)  $\sigma_3 = 100 kPa$  (ج)  $\sigma_3 = 200 kPa$

انجام شده که با احتساب این آزمایش‌ها، تعداد کل آزمایش‌های سه محوری انجام شده برابر با ۲۵ عدد می‌باشد. در جدول ۱ برای نام‌گذاری آزمایش‌ها از علامت اختصاری استفاده شده است که حرف اول نشان‌دهنده نوع خاک بستر و حرف دوم نشان‌دهنده مصالح ستون دانه‌ای و عدد آخر بیانگر نسبت ناحیه اصلاح شده است. لازم به ذکر است برای کنترل تکرارپذیری نتایج ناشی از آزمایش‌های انجام شده ۳ آزمایش مشابه جهت کنترل نتایج انجام شد و نتایج حاصل نشانگر

زهکشی نشده متفاوت ۱۵ و ۳۰ کیلوپاسکال استفاده شده است. تعداد ۹ آزمایش در بستر با مقاومت برشی زهکشی نشده ۱۵ کیلوپاسکال (ML1)، تعداد ۹ آزمایش در بستر با مقاومت برشی زهکشی نشده ۳۰ کیلوپاسکال (ML2) و تعداد ۲ آزمایش سه محوری بر روی مصالح دانه‌ای (S) انجام و جزئیات آن در جدول ۱ ارائه شده است. برای رسم نمودار تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده خاک بستر با تغییر رطوبت، ۵ عدد آزمایش سه محوری در فشار دورگیر ۱۰۰ کیلوپاسکال



شکل ۱۱. رفتار تنش کرنش نمونه‌ها در خاک در نسبت‌های جایگزینی ۱۴ و ۲۶ درصد و  $C_u = 30 \text{ kPa}$  (الف)  $\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$  (ب)  $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$  (ج)  $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$

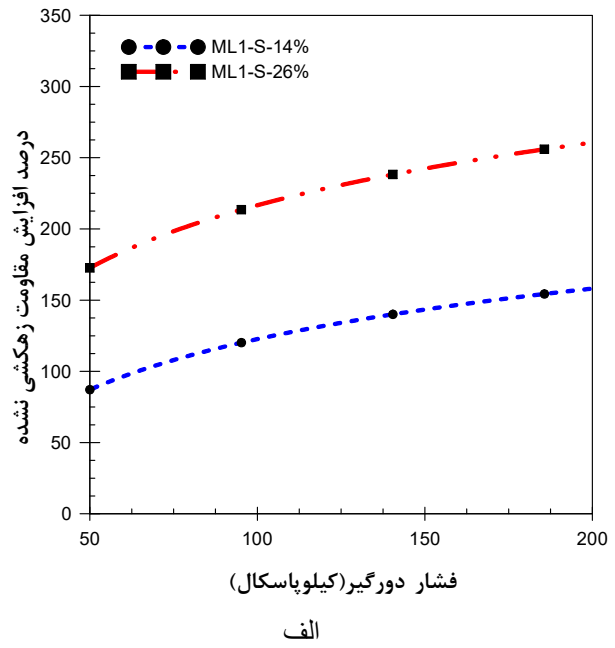
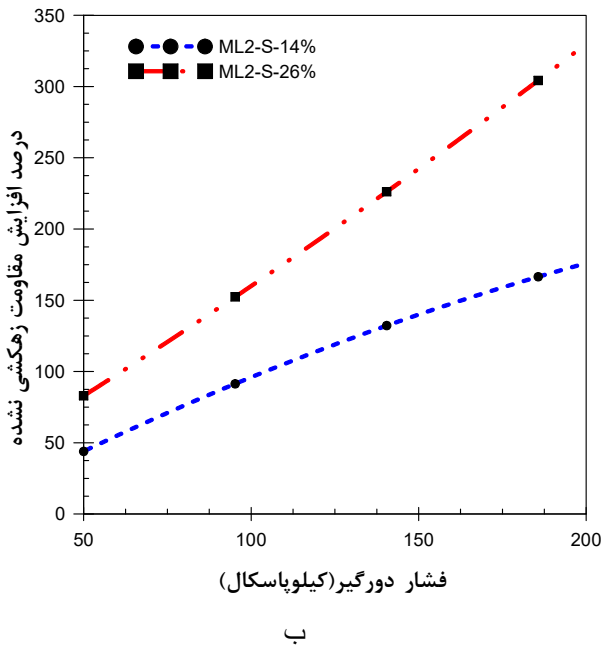
بررسی تأثیر پارامترهای قطر ستون سنگی، فشار دورگیر و تغییر مقاومت برشی زهکشی نشده خاک بستر مورد بررسی قرار گرفته است. در شکل ۱۰ و ۱۱ نمودارهای تنش-کرنش برای نمونه‌های خاک با مقاومت برشی زهکشی نشده ۱۵ و ۳۰ کیلوپاسکال، مسلح شده با ستون سنگی با قطرهای ۳۷/۵ و ۵۱ میلی‌متر در فشارهای دورگیر ۵۰ و ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال به ترتیب ارائه شده است. نتایج بیانگر آن است که با استفاده از ستون سنگی در وسط

آن بود که همخوانی بسیار خوب مابین نتایج آزمایش‌های کنترلی و آزمایش‌های اصلی وجود دارد.

## ۵- نتایج تحقیق

### ۵-۱- رفتار تنش-کرنش

یکی از اهداف این پژوهش بررسی رفتار تنش-کرنش نمونه‌ها با در نظر گرفتن تأثیر ستون سنگی در نمونه است. در این پژوهش



شکل ۱۲. تغییر مقاومت زهکشی نشده در برابر فشار دورگیر الف)  $C_u = 15\text{kPa}$  ب)  $C_u = 30\text{kPa}$   
 Fig. 12. Variation of undrained shear strength with confining pressure a)  $C_u = 15\text{kPa}$  b)  $C_u = 30\text{kPa}$

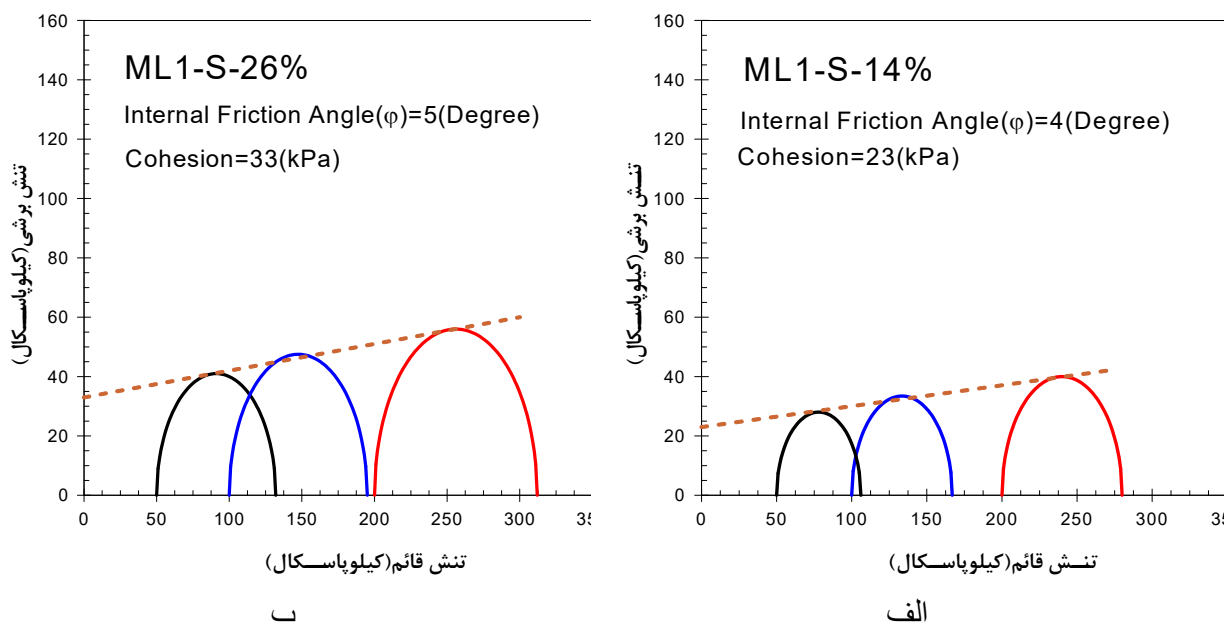
نشده ۳۰ کیلوپاسکال (ML2) با استفاده از ستون سنگی با قطر ۳۷/۵ میلی‌متر در تنش‌های جانبی ۵۰ و ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال نسبت تنش انحرافی نهایی خاک با ستون سنگی نسبت به خاک بهسازی نشده به ترتیب برابر ۱/۴ و ۲/۱۰ و ۲/۸ است. همچنین این نسبت در حالتی که قطر ستون سنگی ۵۱ میلی‌متر باشد به ترتیب برابر ۱/۸ و ۲/۶ و ۴/۴ است. با توجه به نتایج مذکور می‌توان گفت که با افزایش قطر ستون دانه‌ای از ۳۷/۵ میلی‌متر به ۵۱ میلی‌متر یا به عبارتی با تغییر نسبت ناحیه اصلاح‌شده از ۱۴٪ به ۲۶٪، نسبت تنش انحرافی نهایی برای تنش‌های جانبی ۵۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال حدود ۳۰٪ و برای فشار دورگیر ۲۰۰ کیلوپاسکال این نسبت حدود ۵۷٪ افزایش یافته است. همچنین با افزایش فشار دورگیر از ۵۰ به ۱۰۰ کیلوپاسکال مقدار تنش انحرافی نهایی به مقدار کمی افزایش یافته است، اما با تغییر فشار دورگیر از ۱۰۰ به ۲۰۰ کیلوپاسکال تغییر مقدار تنش انحرافی نهایی در مقایسه با قبل بیشتر است.

#### ۲-۵- تأثیر فشار دورگیر

در شکل ۱۲ تأثیر افزایش فشار دورگیر بر مسلح سازی خاک ریزدانه با ستون سنگی به ترتیب برای خاک ریزدانه چسبنده با

نمونه خاک نرم، مقاومت برشی زهکشی نشده و سختی نمونه افزایش یافته است و همچنین با افزایش قطر ستون دانه‌ای از ۳۷/۵ به ۵۱ میلی‌متر تنش انحرافی نهایی و سختی نمونه افزایش یافته است. در نمونه‌های آزمایش شده، خاک نرم با مقاومت برشی زهکشی نشده ۱۵ کیلوپاسکال (ML1) با استفاده از ستون دانه‌ای با قطر ۳۷/۵ میلی‌متر در فشارهای دورگیر ۵۰ و ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال نسبت تنش انحرافی نهایی خاک با ستون سنگی نسبت به خاک بهسازی نشده به ترتیب برابر ۱/۹ و ۲/۲ و ۲/۶ است. همچنین این نسبت در حالتی که قطر ستون دانه‌ای ۵۱ میلی‌متر باشد به ترتیب برابر ۲/۷ و ۳/۲ و ۳/۶ است. با توجه به نتایج مذکور می‌توان گفت که با افزایش قطر ستون دانه‌ای از ۳۷/۵ میلی‌متر به ۵۱ میلی‌متر یا به عبارتی با تغییر نسبت ناحیه اصلاح‌شده از ۱۴٪ به ۲۶٪، نسبت تنش انحرافی نهایی حدود ۴۰٪ افزایش یافته است. همچنین با افزایش فشار دورگیر از ۵۰ به ۱۰۰ کیلوپاسکال مقدار تنش انحرافی نهایی روند افزایشی داشته است، اما با تغییر فشار دورگیر از ۱۰۰ به ۲۰۰ کیلوپاسکال تغییر مقدار تنش انحرافی نهایی در مقایسه با قبل کمتر است اما همچنان روند افزایشی را دارد.

در نمونه‌های آزمایش شده، خاک نرم با مقاومت برشی زهکشی



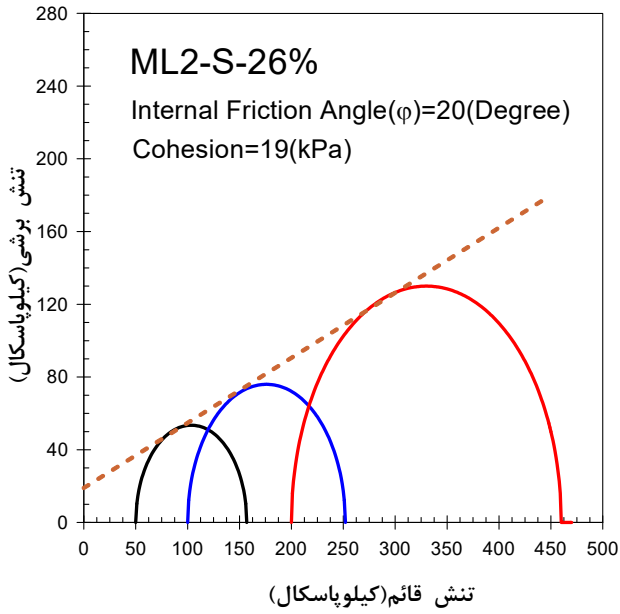
شکل ۱۳. پوش موهر کولمب خاک با  $C_u = 15kPa$  مسلح شده با ستون دانه‌ای الف)  $A_r = 14\%$  ب)  $A_r = 26\%$   
**Fig. 13. Mohr- coulomb failure criterion for  $C_u= 15kPa$  a)  $A_r= 14\%$  b)  $A_r= 26\%$**

شیب تغییرات افزایش مقاومت زهکشی نشده در خاک ML2 بیشتر از خاک ML1 است.

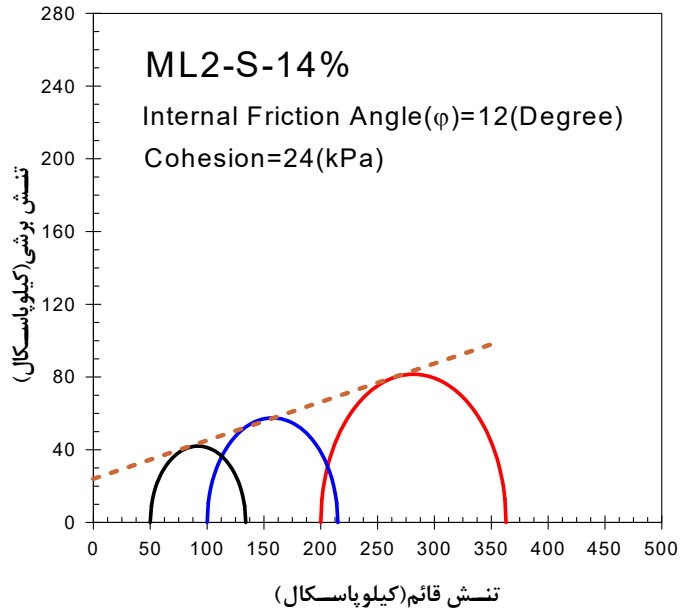
### ۳-۵- مقایسه نتایج حاصل از انجام آزمایش‌ها با روابط تحلیلی

در شکل ۱۳ و ۱۴ به ترتیب پوش موهر کولمب و پارامترهای مقاومت برشی حاصل برای خاک ML1 و ML2 مسلح شده با ستون سنگی، در نسبت‌های ناحیه اصلاح شده ۱۴٪ و ۲۶٪ ارائه شده است. در شکل ۱۵ مقاومت برشی خاک مسلح شده با ستون سنگی را در نسبت‌های ناحیه اصلاح شده برای تنش‌های قائم مختلف ارائه شده است. نتایج نشان‌دهنده افزایش تنش برشی با افزایش تنش نرمال و نسبت ناحیه اصلاح شده است. در شکل ۱۵ مقایسه نتایج مقاومت برشی معادل حاصل از آزمایش‌ها با مقاومت برشی معادل حاصل از روابط تحلیلی (رابطه ۸) نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که در زمان استفاده از خاک نرم (ML1) به‌عنوان بستر مقدار مقاومت برشی حاصل از نتایج آزمایش‌ها تا مقدار تنش نرمال ۱۰۰ کیلوپاسکال کمتر از مقاومت برشی حاصل از روابط تحلیلی و با افزایش تنش نرمال معادل حاصل از روابط تحلیلی بیشتر است. اما در زمان استفاده از خاک نرم (ML2) به‌عنوان خاک بستر مقاومت برشی حاصل از نتایج

مقاومت برشی زهکشی نشده ۱۵ و ۳۰ کیلوپاسکال ارائه شده است. با توجه به شکل ۱۲ ملاحظه می‌شود که با افزایش فشار دورگیر، به‌طور کلی درصد افزایش مقاومت زهکشی نشده روند افزایشی دارد. در شکل ۱۲- الف درصد افزایش مقاومت زهکشی نشده برای نمونه خاک ML1 مسلح شده با ستون سنگی با قطر ۳۷/۵ میلی‌متر در فشار دورگیرهای ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال به ترتیب برابر ۸۷٪، ۱۲۳٪ و ۱۵۸٪ و برای نمونه با ستون دانه‌ای با قطر ۵۱ میلی‌متر به ترتیب برابر ۱۷۳٪، ۲۱۶٪ و ۲۶۱٪ است. در شکل ۱۲- ب درصد افزایش مقاومت زهکشی نشده برای نمونه خاک ML2 مسلح شده با ستون سنگی با قطر ۳۷/۵ میلی‌متر در فشار دورگیرهای ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال به ترتیب برابر ۴۴٪، ۹۶٪ و ۱۷۶٪ و برای نمونه با ستون دانه‌ای با قطر ۵۱ میلی‌متر به ترتیب برابر ۸۳٪، ۱۶۰٪ و ۳۳۰٪ است. با توجه به شکل ۱۲ ملاحظه می‌شود که مقدار درصد افزایش مقاومت زهکشی نشده در فشار دورگیرهای ۵۰، ۱۰۰ کیلوپاسکال برای خاک ML1 مسلح شده با ستون سنگی بیشتر از مسلح سازی خاک ML2 است اما در حالت فشار دورگیر ۲۰۰ کیلوپاسکال مقدار درصد افزایش مقاومت زهکشی نشده برای خاک ML2 مسلح شده با ستون سنگی بیشتر از مسلح سازی خاک ML1 است. به‌طور کلی

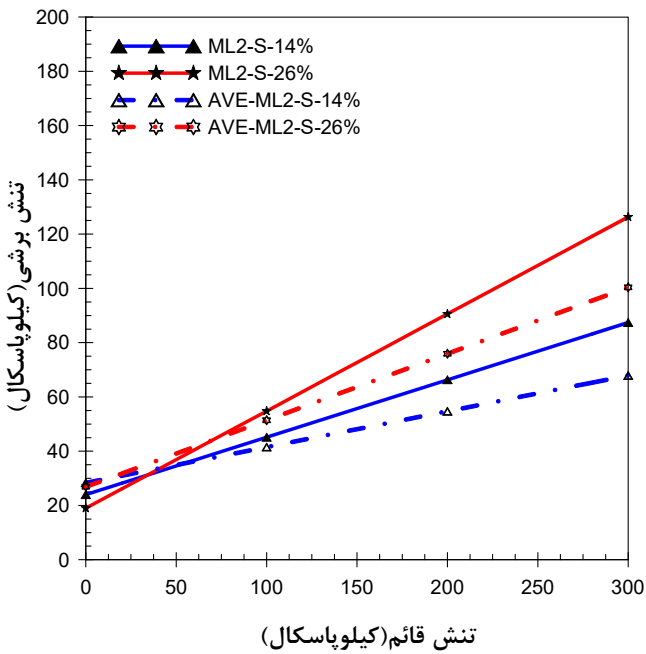


ب

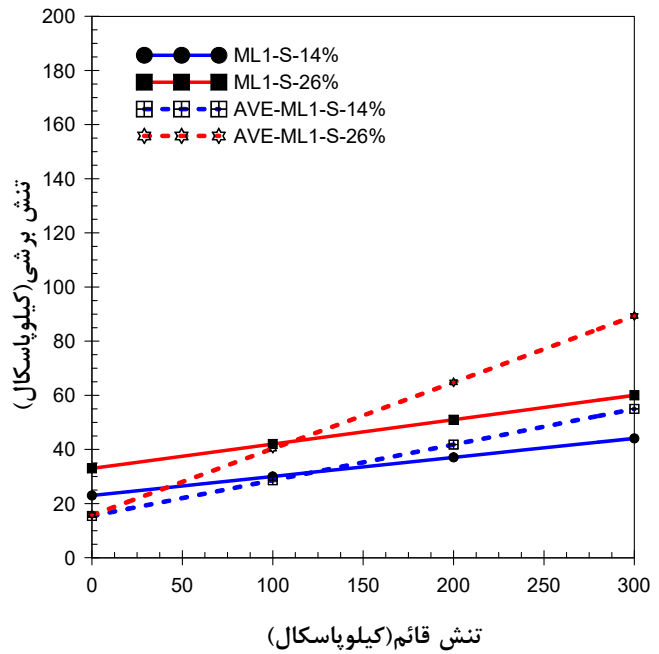


الف

شکل ۱۴. پوش موهر کولمب خاک با  $C_u = 30kPa$  مسلح شده با ستون دانه‌ای الف)  $A_r = 14\%$  ب)  $A_r = 26\%$   
 Fig. 14. Mohr- coulomb failure criterion for  $C_u = 30kPa$  a)  $A_r = 14\%$  b)  $A_r = 26\%$



ب



الف

شکل ۱۵. مقاومت برشی خاک ریزدانه مسلح شده با ستون سنگی در نسبت ناحیه اصلاح شده ۱۴ و ۲۶ درصد در خاک بستر با

$C_u = 30kPa$  (ب) و  $C_u = 15kPa$  (الف)

Fig. 15. Shear strength of stone column reinforced soil with  $A_r = 14\%$  and  $A_r = 26\%$  a)  $C_u = 15kPa$  b)  $C_u = 30kPa$



جدول ۳. مقایسه زاویه اصطکاک داخلی حاصل از نتایج آزمایش و روابط تحلیلی برای خاک با  $C_u = 15kPa$   
 Table 3. Comparison of internal friction angle form triaxial test and theoretical relation for soft soil  $C_u = 15kPa$

نام آزمایش	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)					
	آزمایش	رابطه ۳	رابطه ۴	رابطه ۵	رابطه ۶	
					n=1	n=2
ML1-S-14%	۴	۶	۷	۶	۷/۴	۱۲/۹
ML1-S-26%	۵	۱۱	۱۴	۱۱	۱۳/۶	۲۱

جدول ۴. مقایسه چسبندگی حاصل از نتایج آزمایش و روابط تحلیلی برای خاک با  $C_u = 15kPa$   
 Table 4. Comparison of cohesion form triaxial test and theoretical relation for soft soil  $C_u = 15kPa$

نام آزمایش	چسبندگی (کیلوپاسکال)	
	نتایج آزمایش	رابطه ۷
ML1-S-14%	۲۳	۱۵/۴
ML1-S-26%	۳۳	۱۶

برشی میانگین محافظه کارانه بوده و محاسبات پارامترهای برشی باید با لحاظ کردن نسبت تمرکز تنش در ستون سنگی به صورت دقیق محاسبه شود.

در جدول ۳ و ۵ مقایسه زاویه اصطکاک داخلی حاصل از نتایج با روابط تحلیلی ۳ الی ۶ نشان داده شده است. روابط ۳ الی ۵ با فرض نسبت تمرکز تنش ( $n$ ) برابر با یک محاسبه شده است در صورتی که در واقعیت نسبت تمرکز تنش بیشتر از یک است و برای محاسبه زاویه اصطکاک داخلی در زمان نسبت تمرکز تنش مخالف یک از رابطه ۶ استفاده می شود. نتایج ارائه شده در جدول ۳ نشان دهنده این موضوع است که در زمان استفاده از خاک نرم (ML1) به عنوان خاک بستر زوایای اصطکاک داخلی حاصل از نتایج کمتر از روابط تحلیلی ۳ الی ۶ است و این موضوع بیانگر آن می باشد که در خاک ML1 مقدار زاویه اصطکاک داخلی مطابق با در نظر گرفتن نسبت تمرکز تنش برابر با یک

از مقاومت برشی معادل حاصل از روابط تحلیلی بالاتر است. نتایج نشان دهنده افزایش مقاومت برشی بستر رسی با وجود ستون سنگی می باشد، اما باید توجه نمود که با کاهش مقاومت برشی خاک رس یا به عبارتی نرم تر شدن خاک اطراف ستون سنگی فشار همه جانبه کافی جهت بسیج نمودن مقاومت برشی مصالح شن ستون سنگی را فراهم نشده است در حالی که در روابط از مقاومت برشی کامل مصالح ستون سنگی استفاده می شود. یکی دیگر از عوامل تأثیر گذار در نظر نگرفتن اثر نسبت تمرکز تنش ( $n$ ) در روابط تحلیلی می باشد. نسبت تمرکز تنش ( $n$ ) بیانگر نسبت تنش در ستون سنگی به تنش موجود در خاک اطراف ستون سنگی می باشد. روابط ۳ الی ۵ با فرض نسبت تمرکز تنش ( $n$ ) برابر با یک ارائه شده است در صورتی که در واقعیت نسبت تمرکز تنش بیشتر از یک می باشد. در واقع به دلیل تمرکز تنش در ستون سنگی، محاسبه پارامترهای برشی بر اساس روابط مقاومت

جدول ۵. مقایسه زاویه اصطکاک داخلی از نتایج آزمایش و روابط تحلیلی برای خاک با  $C_u = 30kPa$

Table 5. Comparison of internal friction angle form triaxial test and theoretical relation for soft soil  $C_u = 30kPa$

نام آزمایش	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)					
	آزمایش	رابطه ۳	رابطه ۴	رابطه ۵	رابطه ۶	
					n=1	n=2
ML2-S-14%	۱۲	۶	۷	۶	۷/۴	۱۲/۹
ML2-S-26%	۲۰	۱۱	۱۴	۱۱	۱۳/۶	۲۱

جدول ۶. مقایسه چسبندگی حاصل از نتایج آزمایش و روابط تحلیلی

برای خاک با  $C_u = 30kPa$

Table 6. Comparison of cohesion form triaxial test and theoretical relation for soft soil  $C_u = 30kPa$

نام آزمایش	چسبندگی (کیلوپاسکال)	
	نتایج آزمایش	رابطه ۷
ML1-S-14%	۲۴	۲۸
ML1-S-26%	۱۹	۲۷

برشی ارائه می‌کند و در نتیجه روابط تحلیلی موجود برای استفاده در خاک‌های نرم مناسب‌تر می‌باشد که این موضوع یکی از دستاوردهای مهم این پژوهش می‌باشد. در واقع می‌توان بیان نمود در زمان افزایش مقاومت برشی زهکشی نشده خاک بستر فشار همه‌جانبه کافی جهت بسیج نمودن مقاومت برشی مصالح ستون سنگی فراهم شده است.

در جداول ۴ و ۶ مقدار چسبندگی محاسبه شده حاصل از رابطه ۷ ارائه شده است لازم بذکر است که این مقدار وابسته به مقدار  $n$  نیست. همچنین اختلاف بین نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی با افزایش مقاومت زهکشی نشده خاک اطراف کمتر می‌شود (جدول ۶). یکی از دلایل اصلی کم شدن اختلاف میان مقدار چسبندگی حاصل از نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی با افزایش مقاومت زهکشی نشده خاک بستر آن است که با تقویت خاک اطراف ستون سنگی فشار همه‌جانبه

می‌باشد. نتایج ارائه‌شده در جدول ۵ نشان‌دهنده این موضوع می‌باشد که هنگام استفاده از خاک نرم (ML2) به‌عنوان خاک بستر زوایای اصطکاک داخلی آزمایشگاهی بیشتر از مقادیر حاصل از روابط تحلیلی ۳ الی ۵ می‌باشد و این موضوع نشان‌دهنده این موضوع می‌باشد که در خاک‌های نرم مقدار زاویه اصطکاک داخلی مطابق با در نظر گرفتن نسبت تمرکز تنش برابر با ۲ است و به عبارتی لازم است در محاسبه مقاومت برشی خاک‌های نرم اثر و مقدار نسبت تمرکز تنش در نظر گرفته شود. لازم به ذکر است که در پژوهش انجام‌شده توسط اصلانی و همکاران [۳۸] بر روی مقاومت برشی خاک‌های بسیار و نرم مسلح شده با ستون سنگی در دستگاه برش مستقیم نیز بیانگر این موضوع است که در خاک ML1 پارامترهای مقاومت برشی بر اساس نسبت تمرکز برابر با یک و در خاک ML2 بایستی برای محاسبه پارامترهای مقاومت برشی نسبت تمرکز تنش بین ۲ تا ۳ در نظر گرفته شود.

همان‌گونه که بیان شد یکی از اهداف این پژوهش بررسی تأثیر بهسازی به‌وسیله ستون سنگی در خاک‌های نرم و بررسی نتایج پارامترهای مقاومت برشی حاصل با روابط تحلیلی موجود می‌باشد. در ادبیات فنی استفاده از ستون‌های سنگی غیرمسلح برای خاک‌های نرم به بالا  $C_u > 15kPa$  پیشنهاد شده است و برای خاک‌های بسیار نرم  $C_u < 15kPa$  استفاده از ستون‌های سنگی مسلح پیشنهاد شده است. مقایسه نتایج حاصل از انجام آزمایش‌ها با روابط تحلیلی بیانگر این موضوع می‌باشد که روابط تحلیلی ارائه‌شده در ادبیات فنی برای خاک‌های نرم با مقاومت برشی زهکشی نشده بالاتر از  $15kPa$  مناسب بوده و با نزدیک شده به محدوده خاک‌های بسیار نرم روابط تحلیلی موجود مقادیر بالاتری در محاسبه مقاومت برشی و پارامترهای مقاومت

در حالتی که قطر ستون سنگی ۵۱ میلی‌متر باشد به ترتیب برابر ۱/۸ و ۲/۶ و ۴/۴ می‌باشد.

۲. مقادیر مقاومت برشی و پارامترهای مقاومت برشی حاصل از انجام آزمایش‌ها در بستر ML1 کمتر از مقادیر مقاومت برشی معادل حاصل از روابط تحلیلی و در بستر ML2 بیشتر از مقادیر مقاومت برشی معادل حاصل از روابط تحلیلی بیشتر می‌باشد. نتایج نشان‌دهنده این موضوع می‌باشد که استفاده از روابط تحلیلی برای خاکهای نرم با کاهش مقاومت برشی بصورت محافظه کارانه می‌باشد. در واقع می‌توان بیان نمود در زمان افزایش مقاومت برشی زهکشی نشده خاک بستر فشار همه‌جانبه کافی جهت بسیج نمودن مقاومت برشی مصالح ستون سنگی فراهم شده است.

۳. با افزایش فشار دورگیر، به‌طور کلی درصد افزایش مقاومت زهکشی نشده روند افزایشی دارد لیکن شیب تغییر درصد افزایش مقاومت زهکشی نشده در خاک با مقاومت برشی زهکشی نشده ۱۵ کیلوپاسکال ملایم‌تر از خاک با مقاومت برشی زهکشی نشده ۳۰ کیلوپاسکال است و این شیب برای زمانی که فشار دورگیر کمتر از ۲۰۰ کیلوپاسکال است ملایم‌تر نیز می‌شود.

۴. مقایسه پارامتر مقاومت برشی خاک مسلح شده با ستون دانه‌ای با روابط تحلیل بیانگر آن است که اختلاف مابین پارامتر زاویه اصطکاک داخلی نتایج حاصل از رابطه تحلیلی و آزمایشگاهی با افزایش مقدار  $n$  افزایش می‌یابد اما مقدار چسبندگی ثابت می‌ماند زیرا پارامتر چسبندگی معادل وابسته به مقدار  $n$  نیست.

۵. مقایسه پارامترهای مقاومت برشی حاصل از آزمایش و روابط تحلیلی بیانگر آن است که در حالت بستر ML1 پارامتر مقاومت برشی معادل با در نظر گرفتن نسبت تمرکز تنش برابر با یک و در بستر ML2 پارامتر مقاومت برشی معادل با در نظر گرفتن نسبت تمرکز تنش برابر با ۲ می‌باشد.

۶. اختلاف بین نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی با افزایش مقاومت زهکشی نشده خاک اطراف کمتر می‌شود. دلیل اصلی این نتیجه آن است که با نرم تر شدن خاک رس اطراف ستون سنگی فشار همه‌جانبه کافی جهت بسیج نمودن مقاومت برشی مصالح شن ستون سنگی را فراهم نشده است درحالی‌که در روابط از مقاومت برشی کامل مصالح ستون سنگی استفاده می‌شود. ولی با افزایش مقاومت بستر و افزایش فشار همه‌جانبه امکان بسیج شدن مقاومت برشی

کافی جهت بسیج نمودن مقاومت برشی مصالح شن ستون سنگی فراهم شده و اثر تقویتی ستون سنگی در افزایش مقاومت برشی و پارامترهای مقاومت برشی خاک بستر به مرحله بسیج شدن رسیده است. با توجه به رابطه ۷ ملاحظه می‌شود که در همگن‌سازی برای محاسبه چسبندگی معادل تنها نسبت ناحیه اصلاح‌شده دخیل است درحالی‌که برای محاسبه زاویه اصطکاک داخلی معادل علاوه بر پارامتر نسبت ناحیه اصلاح‌شده پارامتر نسبت تنش در ستون سنگی به مقادیر نسبت تمرکز تنش ( $n$ ) نیز بستگی دارد. لذا برای بررسی بیشتر محاسبات زاویه اصطکاک برای مقادیر مختلف نسبت تمرکز تنش ( $n$ ) انجام شده است تا تاثیر نسبت تمرکز تنش در محاسبه مقاومت برشی میانگین در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی بررسی شود. تاثیر مثبت نسبت تمرکز تنش ( $n$ ) با افزایش مقاومت برشی خاک ریز دانه بیشتر نمود پیدا می‌کند (جدول ۵).

## ۶- نتایج:

در این پژوهش به بررسی آزمایشگاهی مقاومت برشی معادل خاک نرم بهسازی شده با ستون‌های سنگی در دستگاه سه محوری پرداخته شده است. رفتار ستون‌های سنگی در دستگاه سه محوری در ۲ نسبت ناحیه اصلاح‌شده ۱۴ و ۲۴ درصد و فشار دورگیرهای ۵۰ و ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال مورد بررسی قرار گرفته و بر اساس داده‌های دریافت شده نتایج زیر حاصل شده است.

۱. با افزایش نسبت ناحیه اصلاح‌شده افزایش مقاومت برشی زهکشی نشده و سختی نمونه در تمام آزمایش‌ها دیده می‌شود. در نمونه‌های آزمایش‌شده، خاک نرم با مقاومت برشی زهکشی نشده ۱۵ کیلوپاسکال با استفاده از ستون دانه‌ای با قطر ۳۷/۵ میلی‌متر در فشارهای دورگیر ۵۰ و ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال نسبت تنش انحرافی نهایی خاک با ستون سنگی نسبت به خاک بهسازی نشده به ترتیب برابر ۱/۹ و ۲/۲ و ۲/۶ می‌باشد. همچنین این نسبت در حالتی که قطر ستون دانه‌ای ۵۱ میلی‌متر باشد به ترتیب برابر ۲/۷ و ۳/۲ و ۳/۶ می‌باشد. در نمونه‌های آزمایش‌شده، خاک نرم با مقاومت برشی زهکشی نشده ۳۰ کیلوپاسکال با استفاده از ستون سنگی با قطر ۳۷/۵ میلی‌متر در تنش‌های جانبی ۵۰ و ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال نسبت تنش انحرافی نهایی خاک با ستون سنگی نسبت به خاک بهسازی نشده به ترتیب برابر ۱/۴ و ۲/۰ و ۲/۸ می‌باشد. همچنین این نسبت

Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, (2014), 168(4), 265-281.

مصالح ستون سنگی فراهم و در نتیجه شاهد افزایش پارامترهای مقاومت برشی می باشیم.

- [11] Barksdale, R.D., Bachus, R.C. "Design and Construction of Stone Column" Vol 1 FHWA / RD, (1983).
- [12] Bergrado, D.T., Lam, F.L. "Full Scale Load Test of Granular Piles with Different Densities and Different Proportions of Gravel and Sand in the Soft Bangkok Clay" Soils and Foundations, (1987), 27(1), 86-93.
- [13] Ambily, A.P; Gandhi, S.R. "Behavior of Stone Columns Based on Experimental and FEM Analysis" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, (2007) ,133(4), 405-415.
- [14] Schweiger, H.F."Finite Element Analysis of Stone Column Reinforced Foundations" PhD thesis, Dept. Civil Eng., Univ.Coll. Swansea, U.K, (1989).
- [15] Schweiger, H.F; Pande, G.N. "Numerical Analysis of a Road Embankment Constructed on Soft Clay Stabilized with Stone Columns" Proceedings of Numerical Methods in Geomechanic, Innsbruck, (1988), 1329-1333
- [16] Schweiger, H.F; Pande, G.N. "Modelling Stone Column Reinforced Soils- A Modified Voigt Approach." In Proceeding of Third Numerical Models in Geomechanic, Canada, (1989), 204-214.
- [17] Lee, S.; Pande, G.N. "Analysis of Stone Column Reinforced Foundations" International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, (1998), 22(12), 1001-1020.
- [18] Abdelkrim, M.; De Buhan, P."An Elastoplastic Homogenization Procedure for Predicting the Settlement of a Foundation on a Soil Reinforced by Columns" European Journal of Mechanics A/Solids, (2007) , 26,736-757.
- [19] Hassen, G.; Buhan, P; Abdelkrim, M. "Finite Element Implementation of a Homogenized Constitutive Law for Stone Column-Reinforced Foundation Soils, with Application to the Design of Structures" Computers and Geotechnics, (2010), 37 (1-2),40-49.
- [20] Najjar, S.; Sadek, S.; and Maakaroun, T."Effect of Sand Columns on the Undained Load Response of Soft Clay" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, (2010), 136(9), 1263-1277.

## منابع

- [1] Esmaeili, M., & Hakimpour, S. M.. Three dimensional numerical modelling of stone column to mitigate liquefaction potential of sands. Journal of Seismology and Earthquake Engineering, (2015),17(2), 127-140
- [2] Esmaeili, M., Khajehei, H., & Astaraki, F. A.. The Effectiveness of Deep Soil Mixing on Enhanced Bearing Capacity and Reduction of Settlement on Loose Sandy Soils. International Journal of Railway Research, (2017), 4(2), 33-39.
- [3] Hasheminezhad, A., & Bahadori, H.. Seismic response of shallow foundations over liquefiable soils improved by deep soil mixing columns. Computers and Geotechnics, (2019), 110, 251-273.
- [4] Esmaeili, M., & Hakimpour, M.. Numerical Modeling effectiveness of Stone Column in Mitigation of Liquefaction during Earthquake. Modares Journal of Civil Engineering, (2014),14(3).
- [5] Castro, J., Groups of encased stone columns: Influence of column length and arrangement, Geotextiles and Geomembranes,(2017),45(2):68-80
- [6] Sivakumar, V.; McKelvey, D.; Graham, J.; Hughes, D.. "Triaxial Test on Model Sand Columns in Clay" Canadian Geotechnical Journal, 41, 299-312.
- [7] Gniel, J.; Bouazza, A." Improvement of Soft Soils Using Geogrid Encased Stone Columns" Geotextiles and Geomembranes, (2004), 27(3), PP.167-175
- [8] Wu, C.S. and Hong,Y.S. Laboratory tests on geosynthetic-encapsulated sand columns. Geotextiles and Geomembranes, )2009(, 27(2), 107-120.
- [9] Hong, Y.S., Wu, C.S. and Sun, C.S. Geosynthetic-encased sand column behavior under triaxial test simulation. In Advanced Materials Research.(2012), 594, 581-584). Trans Tech Publications.
- [10] Najjar, S.S. and Skeini, H. Triaxial response of clays reinforced with granular columns. Proceedings of the

- Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced Floating Granular Piles in Soft Clays". *Int. J. of Geosynthetic. And Ground Eng.*, (2016).
- [31] Institution, I.S., "Indian standard code of practice for design and construction for ground improvement-guidelines. New Delhi, (2003).
- [32] Fox, Z., "Critical State, Dilatancy and Particle Breakage of Mine Waste Rock". Colorado state university: Fort Collins, USA. (2011).
- [33] Stoeber, J.N., "Effects of Maximum Particle Size and Sample Scaling on the Mechanical Behavior of Mine Waste Rock; a Critical State Approach". (2012), Colorado state university: Fort Collins, USA.
- [34] Standard, ASTM. D4767-04, "Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils". ASTM International, United States.
- [35] Nayak, N.V. "Recent Advances in Ground Improvements by Stone Column". In: *Proceedings of Indian Geotechnical Conference, Madras (1983)*. India.
- [36] Nazariafshar, J. Mehrannia, N, Kalantary, F. Ganjian, N." Bearing Capacity of Group of Stone Columns with Granular Blankets" *International Journal of Civil Engineering*, (2019), 17:253-263.
- [37] Mehrannia, N. NazariAfshar, J. and Kalantary, F. "Experimental Investigation on the Bearing Capacity of Stone Columns with Granular Blankets" *Geotechnical and Geological Engineering*, (2018), 36:209-222.
- [38] Aslani, M. Nazariafshar, J. and Ganjian, N. "Experimental Study on Shear Strength of Cohesive Soils Reinforced with Stone Columns", *Geotechnical and Geological Engineering*, (2019), 37(3):2165-2188 <https://doi.org/10.1007/s10706-018-0752-z>
- [21] Miranda, M. and Da Costa, A., Laboratory analysis of encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, (2016), 44(3),269-277.
- [22] Aboshi, H., E. Ichimoto, M. Enoki, and Harada. K, "The Compozer -A Method to Improve Characteristics of Soft Clays by Inclusion of Large Diameter Sand Columns," proceeding A, *International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and other Techniques*. (1979), Paris, 211-216.
- [23] Cooper, M. and Rose, A.N., Stone column support for an embankment on deep alluvial soils", *ICE Proceedings Geotechnical Engineering*, (1999), 137(1):15-25.
- [24] Abusharar, S.W. and Han, J. Two-dimensional deep-seated slope stability analysis of embankments over stone column-improved soft clay", *Engineering Geology*, (2011), 120(1-4):103-110
- [25] Christoulas, S.T., Giannaros, C.H., Tsiambaos, G. Stabilization of embankment foundations by using stone columns, *Geotechnical and Geological Engineering*, (1997), 15(3):247-258
- [26] Mestar P, R.Y."Validation des modeles numerigues de sol ameliore par colonnes". *Proceedings international symposium on ground improvement*, (2004), 229-243
- [27] Priebe H. Abschätzung des Scherwiderstandes eines durgh Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes", *Die Bautechnik*, (1978), 55(9):281-284.
- [28] Standard, ASTM. D2850-03a,"Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils" ASTM International, United States.
- [29] Ranjan, G., "Ground treated with granular piles and its response under load". *Indian Geotechnics*, (1989), 31:1-22.
- [30] Hasan, M., Samadhiya, N.K. "Experimental and

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

*J. Nazariafshar, M. Aslani, N. Mehrannia, Experimental study on Equivalent shear strength of cohesive soils improved with Stone columns by Triaxial Testing, Amirkabir J. Civil Eng., 52(9) (2020) 2191-2210.*

DOI: [10.22060/ceej.2019.15987.6099](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.15987.6099)





