

## NEWS

OF THE NATIONAL ACADEMY OF SCIENCES OF THE REPUBLIC OF KAZAKHSTAN  
SERIES OF GEOLOGY AND TECHNICAL SCIENCES

ISSN 2224-5278

Volume 3, Number 441 (2020), 133 – 141

<https://doi.org/10.32014/2020.2518-170X.64>

UDC 550.343

Z. M. Zhambakina<sup>1</sup>, N. V. Kozyukova<sup>1</sup>, J. T. Nashiraliev<sup>1</sup>,  
T. K. Kuatbaeva<sup>1</sup>, M. G. Bruyako<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Satbayev University, Almaty, Kazakhstan;

<sup>2</sup>National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia.

E-mail: zhambakina@bk.ru, nash\_zhan@mail.ru, aitzhanova.tokzhan@mail.ru,  
n\_kozyukova@list.ru, mbruyako@yandex.ru,

## DETERMINATION OF THE DURABILITY PARAMETERS OF SAND SOILS UNDER COMPRESSION

**Abstract.** Arrangement of sand and ground cushions in the foundations, a widespread method of reinforcing, increasing bearing capacity and strengthening weak, structurally unstable soils, especially in seismic areas. 7 regions of Kazakhstan, this is more than 6 million people and 40% of the country's industrial potential are located in areas of increased seismic activity, so the issue of strengthening the foundations in these areas is relevant and requires further study. The article presents the results of experimental studies carried out according to the methods developed by the authors on modified devices equipped with measuring equipment (hard voltage sensors - pressure gauges).

The article presents the results of experimental studies carried out according to the methods developed by the authors on modified devices equipped with measuring equipment (hard voltage sensors - pressure gauges). Studies includes sandy soils of various densities, humidity, particle size distribution and various methods of sample formation. Strength parameters determined by the research results are necessary for calculating the bearing capacity, determining the characteristics of the base soil under dynamic and static loads. These comparative tests were carried out on a compression device with side pressure measurement and a shear bench. During the formation of soil samples, uniform boundary conditions were created according to their physical properties. The main prerequisite for such comparative tests was the law of C. Coulomb on the condition of limiting equilibrium in soils. Assessment of stress states under compression and shear was carried out by the graph-analytical solution of Mohr and Coulomb's law.

**Key words:** physical properties, soil strength, ultimate stress state, angle of internal friction, adhesion, lateral pressure, vertical pressure, graph-analytical solution.

**Introduction.** When building foundations on weak structurally unstable soils, especially in seismic areas [1,2], one of the most common methods of increasing the bearing capacity of bases is the installation of soil and sand cushions. Therefore, the question of studying the physicomaterial properties of sandy soils, their dependence on indicators of the physical state and strength parameters, the method of formation and compaction of the sand cushion, is very relevant [3].

The authors conducted a set of experimental studies to study the influence of the method of soil formation, its physical properties, methods for determining the strength parameters, on the bearing capacity of sand.

According to the current design standards in Kazakhstan [4,5], and abroad [6,7], the design resistance of the base soil depends on the physical characteristics (density, humidity, etc.) and strength properties (adhesion-s and the angle of internal friction- $\phi$ ) The soil strength parameters  $c$  and  $\phi$  are determined from the condition of the limit equilibrium of C. Coulomb [8, 9], in which the slightest additional increase in force affects the balance existing at the point of the array and sets the mass in motion (destruction) with a different intensity. [10] The experimental implementation of the Coulomb equilibrium state scheme is possible only under conditions that create the development of maximum holding horizontal force, which is ensured under conditions of compression compression with rigid stationary side walls. Based on the Coulomb scheme, the second way of realizing the equilibrium conditions of a caving wedge, retained by

its adhesion and friction, is to apply the maximum shear load, while the rigidity of this load should be much higher than the stiffness of the soil. [11] In both cases, the maximum horizontal force, according to C. Coulomb, is a function of both external and internal stress states.

During shear, the reaction to an external force action, which is modeled by lateral pressure  $\sigma_b$ , is the ultimate shear resistance  $\tau_{pre}$ , because of the “connectivity and friction” [12]. In this case the state of ultimate equilibrium is described by the Coulomb law, which establishes a relationship between the tangential stress  $\tau_{pre}$  and the normal stress  $\sigma$ .

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}\varphi + c$$

Under conditions of compression the response to external sealing pressure is the maximum horizontal force, which will decrease, in the case of the slightest compliance of the system. Assessment of the stress state of the soil during compression was carried out by the method of Mohr. [8,13] The use of Mohr’s graph-analytical solution to determine the parameters of the stress state during compression under conditions of the impossibility of lateral expansion is based on the following.

1. The condition of limiting equilibrium formulated by Coulomb or the state of stability is the stress state of the array at rest. The maximum horizontal force is required in order to preserve it. In the case of compression without the possibility of lateral expansion - this is a horizontal spacer.

2. The concept of the equality of the conditions of Coulomb and Mohr [8,9], adopted in soil mechanics, allows to distribute them for comparing stress states during shear and compression.

3. The physical premise of such a comparison is the mechanism of the compression process. The compaction process is associated with microshear of particles, the possibility of which is due to the porosity of the soil, its density, moisture composition. In this case, self-hardening of the soil occurs under the action of a compaction load. Mohr’s solution allows comparing the parameters of the Coulomb strength with the parameters of the stress state under self-hardening of the soil under compression conditions.

In Kazakhstan and abroad, an experimental study of the parameters of ultimate equilibrium is currently carried out according to standard methods [15,16,17] using triaxial compression devices or shear devices [18,19]. In both cases, the evaluation criterion is the value of the relative deformation (vertical volumetric or shear), which allows rather conditional assessment of the stress state in the soil and the moment of the onset of a progressive course of deformations. In this connection, experimental studies were performed on improved compression and shear devices equipped with strain gauges [20]. A thorough metrological examination of the equipment was carried out, the factors affecting the values of the measured indicators were determined [21].

Based on the foregoing provisions, shear tests [22] were used as the main criterion for assessing the limiting state of soils, as a generally accepted method for determining the strength parameters, which were subsequently compared with the parameters obtained by the graph-analytical solution of Mohr from the results of compression tests with measurement of lateral pressure. A series of tests were carried out on sandy soils with different densities and particle size distributions.

**The fine loose sands of medium density.** Loose sand samples ( $\rho_d = 1.44 \text{ g/cm}^3$ ) were formed by layer-by-layer sanding, medium density ( $\rho_d = 1.60 \text{ g/cm}^3$ ) with insignificant force impact. Studies have shown that the method of samples forming significantly affects the test results. According to the data obtained, Mohr diagrams were constructed (for compression tests with the measurement of  $\sigma_B$ ) and shear (figure 1). The discrepancies in the value of the angle of internal friction  $\varphi_m$  were about 1%.  $\varphi_m$  (the angle of internal friction according to the Mohr diagram) was 17.3 degrees for loose sand and  $\varphi_k$  (according to the results of shear tests) - 17.1 degrees. For sand of medium density,  $\varphi_m$  was 21.6 and  $\varphi_m$  was 21.8 for shear tests. In addition, a relationship has been established between the lateral pressure coefficient and the strength properties of soil that does not have an internal stress state (due to formation).  $\xi = \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2)$ .

Similar tests were carried out for other types of sandy soils that differ in grain size and moisture. The discrepancies in the values of the angles  $\varphi_m$  and  $\varphi_k$  ranged from 1% to 1.5%. Thus, the conducted studies allowed us to conclude that the Coulomb limit state is realized under the conditions of the impossibility of lateral expansion and the applicability of Mohr’s solutions to describe the limit state under compression conditions.

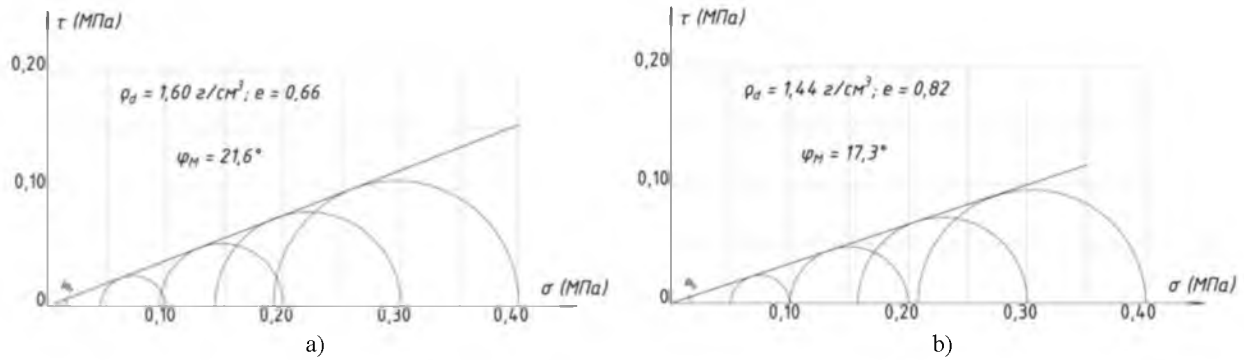


Figure 1 – Mora diagrams from compression tests with lateral pressure measurements:  
 a) fine sand, loose; b) fine sand of medium density

**Analysis of the results of studies of dense sandy soils.** The significant influence of the stress state created during the formation of samples of dense sandy soils is confirmed by the results of compression and shear tests. The particle density was  $\rho_d = 1.67 \text{ g/cm}^3$  and  $\rho_d = 1.75 \text{ g/cm}^3$ . It was noted that during the formation of samples of this density by shock compaction, a lateral spacer was created, the residual value of which was 0.010-0.0120 MPa for sand with a density of  $1.67 \text{ g/cm}^3$  and 0.018-0.02 MPa for sand with a density of  $1.75 \text{ g/cm}^3$ . The vertical load was applied in steps of 0.05 MPa. It was found that in the graph of the dependence  $\sigma_b = f(\sigma_v)$  there are two linear sections with different increment intensities  $\sigma_{b,1}$ , with a fracture point corresponding to  $\sigma_v = 0,098 \text{ MPa}$  (figure 2) for sand with a density of  $1.67 \text{ g/cm}^3$  and 0.11 MPa for sand with a density of  $1.75 \text{ g/cm}^3$ , which confirms the presence of two stress states, the first of which is the ultimate equilibrium, the second is the equilibrium stress state provided by the condition of pure compression.

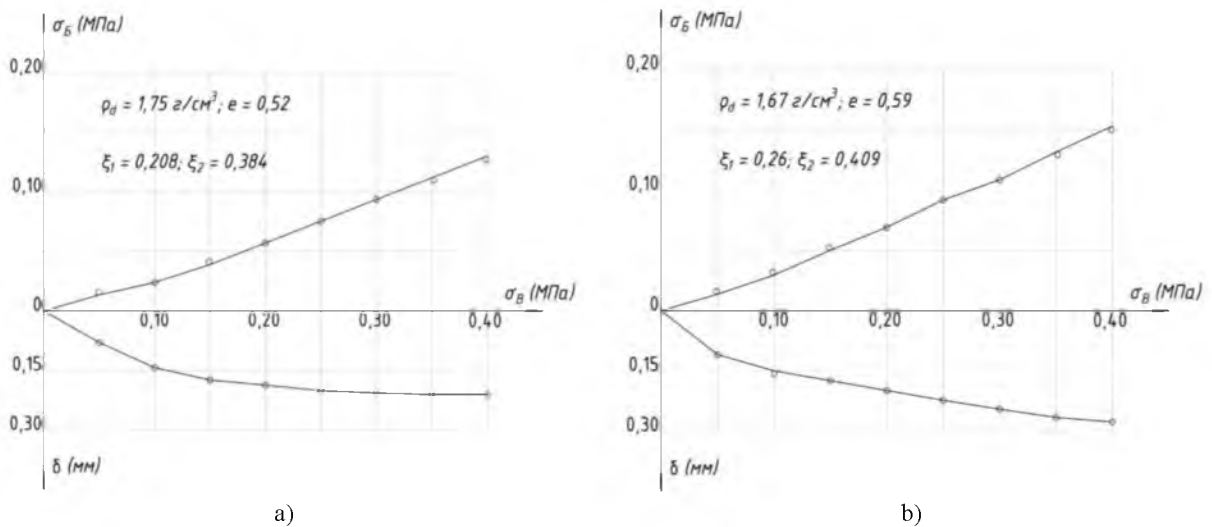


Figure 2 – The results of compression tests of fine sandy soil: a) fine sand, loose; b) fine sand of medium density

The uniqueness of stress states under compression and shear conditions can be estimated by comparing the intensity of shear stresses with an increase in vertical load and a similar change in lateral pressure increments in the same  $\Delta\sigma_v$  intervals (figure 3). So, for loose sand ( $e = 0.82$ ), the lateral pressure coefficient decreases from 0.56 (in the range where  $\Delta\sigma_v$  is from 0 to 0.1 MPa) to 0.52 (in the range where  $\Delta\sigma_v$  is from 0.10 to 0, 20 MPa), decreasing with subsequent compaction to 0.48 (at the range where  $\Delta\sigma_v$  is from 0.30 to 0.40 MPa). The ratio  $\Delta\tau/\Delta\sigma_v$  in the same intervals varies from 0.296 to 0.40. The lateral pressure coefficient  $\xi$  is the angle of inclination  $\alpha$  (of dependence  $\sigma_b = f(\sigma_v)$ ) and in the case of a linear dependence,  $\tan \alpha = \sigma_b / (\sigma_v)$ .

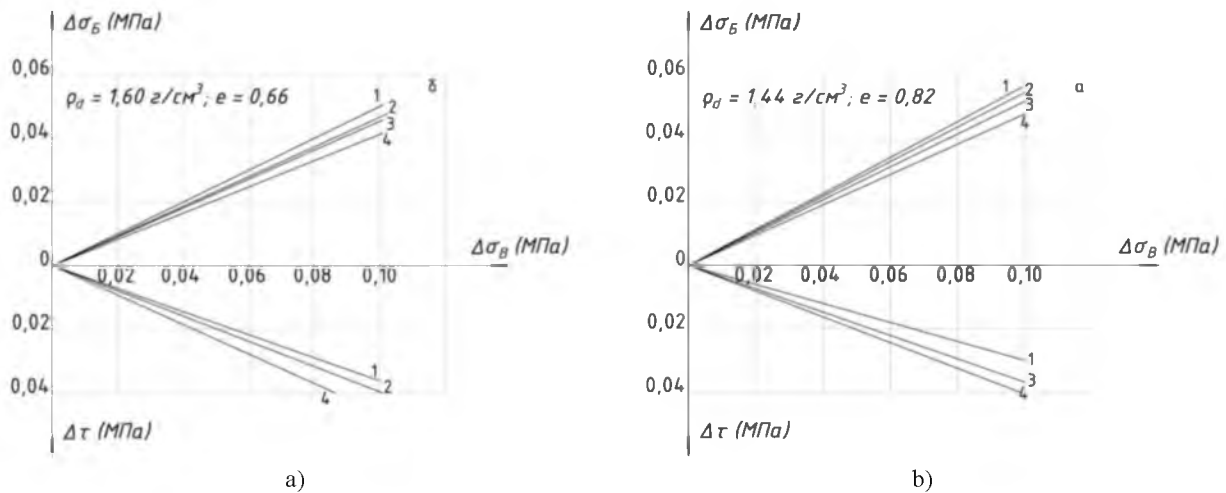


Figure 3 – Graphs of changes in the intensities of increments:  
 a) fine sand, loose; b) fine sand of medium density; 1-  $\Delta\sigma_B$  from 0 to 0.10 MPa; 2-  $\Delta\sigma_B$  from 0.1 to 0.20 MPa; 3-  $\Delta\sigma_B$  from 0.2 to 0.30 MPa; 4-  $\Delta\sigma_B$  from 0.3 to 0.40 MPa

The change in the angle  $\alpha$  in the indicated pressure range was  $4.6^\circ$ , the angle of internal friction in the same range of vertical loads increased by  $5.8^\circ$ . For medium-density sand, the corresponding changes in the angles  $\varphi$  and  $\alpha$  were  $2.5^\circ$  and  $2^\circ$ , respectively. To confirm the conclusion about the influence of the method of soil sample formation on the parameters of ultimate equilibrium and lateral pressure coefficient, tests were carried out on sand of medium density, compacted by repeated loading. Initial soil density  $\rho_d = 1.54 \text{ g/cm}^3$ , porosity coefficient was 0.72. The samples were formed by layer-by-layer filling, with a 6-fold loading and unloading cycle. Sealing was carried out in the chamber of the compression device with the measurement of lateral pressure (figure 4).

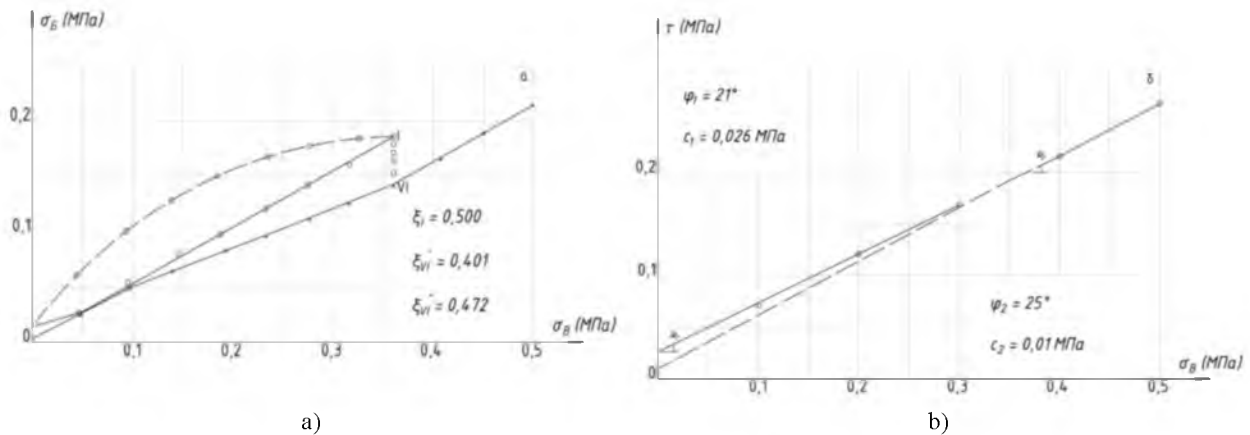


Figure 4 – a) dependence  $\sigma_B = f(\sigma_B)$  upon repeated loading of sand with a density of  $1.54 \text{ g/cm}^3$ ;  
 b) sand shear diagram with a density of  $1.54 \text{ g/cm}^3$  compacted by repeated loading

After the 6th loading cycle, a residual lateral pressure of 0.012 MPa was recorded, and the sand density increased to  $1.57 \text{ g/cm}^3$ . The graph of the  $\sigma_B = f(\sigma_B)$  dependence after 6 cycles of compaction and unloading is characterized by 2 linear sections, similar to the dependences  $\sigma_B = f(\sigma_B)$  defined for dense sand. The fracture in the graph reflects the transition of soil from one equilibrium state to another, and the fracture point characterizes the ultimate stress state when they change and also appears to be a function of the initial stress state due to its formation. In the same initial conditions (the density, 6 loading-unloading cycles) shear tests were performed, the purpose of which was to determine the strength parameters depending on their stress state. The tests were carried out by the method of step loading with a constant rate of shear force application (figure 4).

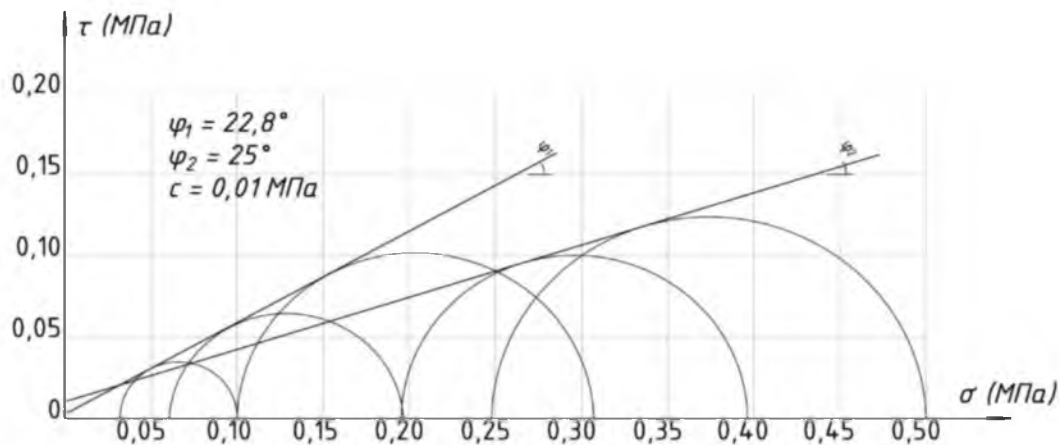


Figure 5 – Mora diagrams based on the results of compression tests of sandy soils (with repeated loading)

The Mohr diagram, based on the results of compression tests (figure 5), is represented by two sections with an angle  $\varphi_m = 22.8^\circ$  and a 0.010 MPa adhesion which was recorded on the  $\tau$ -axis. The limiting envelope of Mohr's circles at  $\sigma_{\bar{b}}$  and  $\sigma_{\bar{b}}$  values within the limits of repeated loading (up to 0.37 MPa), and coming from the origin, made up an angle  $\varphi_m = 25^\circ$ . Thus, it was found that in sandy soils formed by external force (shock compaction or repeated loading), two sites are presented, depending on the vertical and lateral pressures obtained during compression compression.

**Conclusion.** A comparative analysis of the results of sandy soils testing for compression and a straight cut leads to the following conclusions:

1. When a stress field acts on a discrete medium, like a sandy soil, particle mutual displacements occur regardless of the type of stress state, which are displayed by the law of Coulomb. This physical model explains the identity of soil conditions under various influences of force fields - compression under the conditions of the impossibility of lateral expansion and a direct cut.

2. The realization of the limit state of Coulomb under conditions of the compression and the shear cut is confirmed by the equality or rather close convergence of the angles of internal friction obtained from the shift test diagrams and the graph-analytical solution of Mohr. The compression loading trajectories of loose and medium density sand characterize the limiting surfaces. In this case, the lateral pressure coefficient, determined by the ratio of the increments of the principal stresses, is described by the condition of ultimate Coulomb-Mohr equilibrium.

$$\xi = \operatorname{tg} 2 (45^\circ - \varphi/2).$$

3. For dense sands formation which requires the application of force influences, typical residual lateral pressure appears which causes a different dependence  $\sigma_{\bar{b}} = f(\sigma_{\bar{b}})$ . The parameters of the limiting state obtained by the Mohr's graph-analytical solutions and the results of compression tests are close to the strength parameters  $\varphi$  and  $C$  obtained from shear tests.

4. A significant influence of the method of compacted sandy soils formation on the dependence  $\sigma_{\bar{b}} = f(\sigma_{\bar{b}})$  is observed. Under the same boundary conditions: the methods of sample formation, loading intensity and strain stabilization time, both under compression and shear conditions, the Coulomb-Mohr limit equilibrium condition is unambiguously performed in both cases, which is associated with the process of development of irreversible deformations during compaction, which are close to Coulomb displacements at the micro level and confirms the assumption of K.Terzaghi about the possibility of reaching the limit state of the soil mass in resting conditions [23,24].

З. М. Жамбакина<sup>1</sup>, Н. В. Козюкова<sup>1</sup>, Ж. Т. Наширалшев<sup>1</sup>,  
Т. К. Куатбаева<sup>1</sup>, М. Г. Брюяко<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Satbayev University, Алматы, Қазақстан;

<sup>2</sup>Мәскеу мемлекеттік ұлттық зерттеу құрылыс университеті ФМБЖОО, Мәскеу, Ресей

### КОМПРЕССИЯ ЖАҒДАЙЫНДА ҚҰМДЫ ТОПЫРАҚТЫҢ БЕРІКТІК ПАРАМЕТРЛЕРІН АНЫҚТАУ

**Аннотация.** Құм және топырақ төсеніштерді негізде орналастыру – әлсіз, құрылымдық-тұрақсыз топырақты күшейтуге, көтеру қабілетін арттыруға және нығайтуға, әсіресе сейсмикалық аудандарда кеңінен қолданатын әдіс. 6 миллионнан астам адамды қамтитын Қазақстанның 7 облысы елдің өнеркәсіптік әлеуетінің 40% жоғары сейсмикалық белсенділік аймағында орналасқан, сондықтан осы аудандарда негіздерді күшейту мәселесі өзекті болып саналады және одан әрі зерттеуді талап етеді. Мақалада авторлар әзірлеген әдістемелер бойынша өлшеуіш аппаратурамен (қатаң кернеу датчиктері-мессдоздар) жабдықталған, түрлендірілген аспаптарда орындалған тәжірибелік зерттеулердің нәтижесі келтірілген.

Түрлі тығыздықтағы, ылғалдықтағы, гранулометриялық құрамды құмды топырақ пен үлгілерді қалыптастырудың түрлі әдістері зерттелді. Зерттеу нәтижелері бойынша анықталатын беріктік параметрлері динамикалық және статикалық жүктемелер әсер еткенде негіз топырағының көтергіш қабілетін есептеу және сипаттамаларын анықтау үшін қажет. Осы салыстырмалы сынақтар бүйірлік қысымды өлшейтін компрессиялық аспапта және ығыстыру стендінде жүргізілді. Топырақ үлгілерін қалыптастыру кезінде олардың физикалық қасиеттері бойынша бірыңғай шектік жағдай жасалды. Мұндай салыстырмалы сынақтарды жүргізудің негізгі алғышарты ретінде топырақтағы шектік тепе-теңдік шарты туралы Ш. Кулонның заңы қолданылды, онда күш әсерінің шамалы қосымша ұлғаюы массив нүктесіндегі тепе-теңдікті бұзады және массивті қозғалысқа (қирауға) әкеледі. Кулонның тепе-теңдік күй сұлбасын эксперименталды іске асыру тек қозғалмайтын қатаң бүйір қабырғалары кезінде, компрессиялық қысу жағдайында қамтамасыз етілетін әрі жоғары ұстап тұратын горизонтальды күштің даму үдерісін тудыратын жағдайда ғана мүмкін.

Кулон сұлбасын негізге ала отырып, іліну және үйкелу негізінде ұсталатын құлау сынақтарының тепе-теңдік шарттарын іске асырудың екінші тәсілі ең жоғары ығысу жүктемесі болып саналады, бұл ретте осы жүктеменің беру қатаңдығы топырақ қатаңдығынан әлдеқайда жоғары болуы тиіс. Екі жағдайда да Ш.Кулон заңы бойынша максималды горизонтальды күш сыртқы және ішкі кернеулік күйдің функциясы болып саналады. Кесілетін кезде, бүйірлік қысыммен  $\sigma_6$  модельделетін сыртқы күштік әсерге реакция «байланыс пен үйкеліске» негізделген ығысудың шектік кедергісі  $\tau_{пред}$  болып есептеледі. Бұл жағдайда шектік тепе-теңдіктің күйі Кулон заңымен сипатталады әрі жанама кернеу  $\tau$  мен тік кернеу  $\sigma$  арасындағы байланысты орнатады. Жүргізілген салыстырмалы сынау мен талдау нәтижесінде кернеу өрісінің, құмды топырақ сияқты дискретті ортаға әсері кезінде кернеудің түріне қарамастан бөлшектер өзара ығысады, олар топырақты шектік тепе-теңдік жағдайына әкелуі мүмкін және Ш.Кулон заңымен өрнектеледі.

Бұл физикалық модель күш өрісінің түрлі әсері (бүйірлік кеңейту мүмкін болмаған жағдайда қысу және тікелей кесілу) кезінде топырақ жағдайының ұқсастығын түсіндіреді. Компрессиялық қысу және кесу жағдайында Ш.Кулонның шекті күйін іске асыру жылжу сынақтарының диаграммалары және Мордың графо-аналитикалық шешімі бойынша (бүйірлік қысымы өлшенген компрессиялық сынақтардың нәтижелері бойынша) алынған ішкі үйкеліс бұрыштарының теңдігімен немесе жеткілікті жақын ұқсастығы арқылы анықталады. Тығыз құмды топырақ үлгілерін қалыптастыру үдерісінде пайда болған кернеулік күйдің елеулі әсері жүргізілген сынақтардың нәтижесі негізінде расталады. Бөліктердің тығыздығы:  $\rho_d = 1,67 \text{ г/см}^3$  және  $\rho_d = 1,75 \text{ г/см}^3$  құрады. Соққы тығыздау жолымен осы тығыздықтағы үлгілерді қалыптастыру барысында бүйірлі қысым пайда болды, оның қалдық шамасы, тығыздығы  $1,67 \text{ г/см}^3$  құм үшін  $0,010-0,0120 \text{ Мпа}$  және тығыздығы  $1,75 \text{ г/см}^3$  құмда  $0,018-0,02 \text{ Мпа}$  құрайды. Тік жүктеме  $0,05 \text{ Мпа}$  сайын беріліп тұрды.  $\sigma_6 = f(\sigma_v)$  -қа байланысты графикте түрлі өсу қарқындылығы  $\sigma_6$  екі сызықты учаскесі мен сыну нүктесі бар, тығыздығы  $1,67 \text{ г/см}^3$  құмда тиісті  $\sigma_6=0,098 \text{ Мпа}$  (сурет.25) және тығыздығы  $1,75 \text{ г/см}^3$  құмда  $\sigma_6=0,11 \text{ Мпа}$ , бұл екі кернеулік күйдің болатынын айқындайды, біріншісі, шектік тепе-теңдік, екіншісі, таза компрессия шартымен қамтамасыз етілген тепе-теңді кернеулік күй.

Компрессия және кесілу жағдайында кернеулік күйдің бір мағыналығын жанама кернеудің қарқындығын тік жүктеменің ұлғаюымен және сол аралықтарда бүйірлік қысымның өсуінің ұқсас өзгеруімен салыстыра отырып бағалауға болады. Осылайша, тығыздалған құмды топырақты қалыптастыру тәсілінің бүйірлік және тік қысымның  $\sigma_6=f(\sigma_v)$  және беріктік параметрлеріне тәуелдік сипатына әсері байқалды. Бірыңғай шекаралық шарттарды сақтағанда: үлгілерді қалыптастыру әдістемесі, жүктеу қарқындығы және

деформацияны тұрақтандыру уақыты компрессия жағдайында да, кесу кезінде де, Кулон-Мордың шекті тепе-теңдігінің шарты екі жағдайда да сөзсіз орындалады, бұл микродеңгейде кулондық ығысуга жақын және К.Терцагидің тыныштық жағдайында топырақ массивінің шектік күйіне қол жеткізу мүмкіндігі туралы болжамын алғаш рет анықтайды.

**Түйін сөздер:** физикалық қасиет, топырақтың беріктігі, шекті кернеулі жағдай, ішкі үйкеліс бұрышы, ілінісу, бүйірлік қысым, тік қысым, графикалық-аналитикалық шешім.

**З. М. Жамбакина<sup>1</sup>, Н. В. Козюкова<sup>1</sup>, Ж. Т. Наширалшев<sup>1</sup>,  
Т. К. Куатбаева<sup>1</sup>, М. Г. Брюяко<sup>2</sup>**

<sup>1</sup>Satbayev University, Алматы, Казахстан;

<sup>2</sup>ФГБОУВО «Национальный исследовательский Московский  
государственный строительный университет», Москва, Россия

### **ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ ПРОЧНОСТИ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ КОМПРЕССИИ**

**Аннотация.** Устройство песчаных и грунтовых подушек в основаниях, широко распространенный метод усиления, повышения несущей способности и укрепления слабых, структурно-неустойчивых грунтов, особенно в сейсмических районах. 7 областей Казахстана, это более 6 млн. человек и 40% промышленного потенциала страны находятся в зонах повышенной сейсмической активности, поэтому вопрос усиления оснований в этих районах, является актуальным и требует дальнейшего изучения. В статье приведены результаты экспериментальных исследований, выполненных по разработанным авторами методикам на модифицированных приборах, оснащенных измерительной аппаратурой (жесткие датчики напряжений – месдозы). Исследованы песчаные грунта различной плотности, влажности, гранулометрического состава и разными методами формирования образцов. Данные сравнительные испытания проводились на компрессионном приборе с измерением бокового давления и сдвигом стенде. При формировании образцов грунта создавались единые граничные условия по их физическим свойствам. Основной предпосылкой для проведения таких сравнительных испытаний послужил закон Ш.Кулона об условии предельного равновесия в грунтах, при котором малейшее добавочное увеличение силового воздействия нарушает существующее в точке массива равновесие и приводит массив в движение (разрушение). Экспериментальная реализация схемы равновесного состояния Кулона возможна лишь в условиях, создающих развитие максимальной удерживающей горизонтальной силы, что обеспечивается в условиях компрессионного сжатия при жестких неподвижных боковых стенках. Исходя из схемы Кулона, вторым способом реализации условий равновесия клина обрушения, удерживающегося своим сцеплением и трением, является приложение максимальной сдвигающей нагрузки, при этом жесткость приложения этой нагрузки должна быть намного выше жесткости грунта. В обоих случаях, максимальная горизонтальная сила, по Ш.Кулону, есть функция как внешнего, так и внутреннего напряженных состояний. При срезе, реакцией на внешнее силовое воздействие, которое моделируется боковым давлением, является предельное сопротивление сдвигу  $\tau$  пред., обусловленное «связностью и трением». Состояние предельного равновесия в этом случае описывается законом Кулона, устанавливающим связь между касательным напряжением  $\tau$  пред и нормальным напряжением  $\sigma$ . В результате проведенных сравнительных испытаний и анализа установлено, что при воздействии поля напряжений на дискретную среду, каковой является песчаный грунт, независимо от вида напряженного состояния, происходят взаимосмещения частиц, которые могут привести грунт в состояние предельного равновесия и отображаются законом Ш.Кулона. Данная физическая модель объясняет идентичность состояний грунта при различных воздействиях силовых полей – сжатий в условиях невозможности бокового расширения и прямом срезе. Реализация предельного состояния Ш.Кулона в условиях компрессионного сжатия и среза подтверждается равенством или достаточно близкой сходимостью углов внутреннего трения, полученных по диаграммам сдвиговых испытаний и графо-аналитическому решению Мора (по результатам компрессионных испытаний с измерением бокового давления). Существенное влияние напряженного состояния, созданного в процессе формирования образцов плотных песчаных грунтов, подтверждается результатами проведенных испытаний. Плотность частиц составляла:  $\rho_d = 1,67 \text{ г/см}^3$  и  $\rho_d = 1,75 \text{ г/см}^3$ . Отмечено, что в процессе формирования образцов данной плотности путем ударного уплотнения создавался боковой распор, остаточная величина которого, составила 0,010-0,0120 Мпа, для песка плотностью  $1,67 \text{ г/см}^3$  и 0,018-0,02 Мпа для песка плотностью  $1,75 \text{ г/см}^3$ . Вертикальная нагрузка прикладывалась ступенями по

0,05 Мпа. Установлено, что в графике зависимости  $\sigma_b = f(\sigma_v)$  имеется два линейных участка с разной интенсивностью приращения  $\sigma_b$ , с точкой перелома, соответствующей  $\sigma_v = 0,098$  Мпа (рис.25) для песка плотностью  $1,67 \text{ г/см}^3$  и 0,11 Мпа для песка плотностью  $1,75 \text{ г/см}^3$ , что подтверждает наличие двух напряженных состояний, первое из которых – предельное равновесие, второе – равновесное напряженное состояние, обеспеченной условием чистой компрессии. Однозначность напряженных состояний в условиях компрессии и среза можно оценить сравнением интенсивности касательных напряжений с увеличением вертикальной нагрузки и аналогичным изменением приращений бокового давления в тех же интервалах. Таким образом, доказано существенное влияние способа формирования уплотненных песчаных грунтов на характер зависимости бокового и вертикального давлений  $\sigma_b = f(\sigma_v)$  и параметры прочности. При соблюдении единых граничных условий: методики формирования образцов, интенсивности нагружения и времени стабилизации деформаций как в условиях компрессии, так и при срезе, условие предельного равновесия Кулона-Мора, однозначно выполняется в обоих случаях, что связано с процессом развития необратимых деформаций при уплотнении, которые на микроуровне близки кулоновским смещениям и впервые подтверждает предположение К.Терцаги о возможности достижения предельного состояния массива грунта в условиях покоя.

**Ключевые слова:** физические свойства, прочность грунта, предельное напряженное состояние, угол внутреннего трения, сцепление, боковое давление, вертикальное давление, графо-аналитическое решение.

#### Information about authors:

Zhambakina Zauresh Mazhitovna, Candidate of Technical Sciences, Satbayev University, Almaty, Kazakhstan; zhambakina@bk.ru; <https://orcid.org/0000-0002-3089-563X>

Kozyukova Nadezhda Vasilievna, Master of Technical Sciences, Satbayev University, Almaty, Kazakhstan; n\_kozyukova@list.ru; <https://orcid.org/0000-0003-3097-2540>

Nashiraliyev Zhankeldi Turtemirovich, Candidate of Technical Sciences, Satbayev University; Almaty, Kazakhstan; nash\_zhan@mail.ru; <https://orcid.org/0000-0002-6770-397X>

Kuatbaeva Tokzhan Kuangaliyevna, Doctor of Technical Sciences, Satbayev University, Almaty, Kazakhstan; aitzhanova.tokzhan@mail.ru; <https://orcid.org/0000-0002-5314-3561>

Bruyako Mikhail Gerasimovich, Candidate of Technical Sciences, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia; mbruyako@yandex.ru; <https://orcid.org/0000-0003-1284-6209>

#### REFERENCES

[1] Sadykova A.B., Sydykov A., Stikhamaya G.G., Danabaeva A.M. A probabilistic assessment of the initial seismicity of the city of Almaty in connection with the micro-zoning of its territory 79-9 // News of the National Academy of Sciences of the Republic of Kazakhstan. Series of geology and technical sciences. ISSN 2224-5278. Vol. 5, N 425 (2017). P. 79-92.

[2] Silacheva N.V., Kulbaeva U.K., Kravchenko N.A. Probabilistic general seismic zoning of the territory of Kazakhstan at peak soil accelerations // News of the National Academy of Sciences of the Republic of Kazakhstan. Series of geology and technical sciences. 2017. N 5. P. 20-29. ISSN 2224-5278.

[3] Potapov A.D., Platov N.A., Lebedeva M.D. Sandy soils. [Peschanye grunty] // M.: ASB Publishing House, 2009. 256 p. (in Russ.).

[4] Geotechnical design. Part 1. Fundamentals of geotechnical design [Geotekhnicheskoe proektirovanie. Chast' 1. osnovy geotekhnicheskogo proektirovaniya] // STP RK 07-01.4-2012 (to BC RK EN BC RK EN 1997-1: 2004/2011) (in Russ.).

[5] Geotechnical design Part 2. Research and testing of soil [Geotekhnicheskoe proektirovanie Chast' 2. Issledovaniya i ispytaniya grunta]. SR RK EN 1997-2: 2007/2011(in Russ.).

[6] ASTM 3999-96. Standard test methods for the determination of the modulus and damping properties of soils using the cyclic triaxial apparatus. USA: ASTM, 2003.

[7] ASTM 5311-96. Standard test methods for load controlled cyclic triaxial strength of soil. USA: ASTM, 2000. 10. Maxfield B. Essential MATHCAD for Engineering, Science, and Math. Academic Press,

[8] Bishop A.W. and Henkel D.J. (1962) "The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test" // Edward Arnold Ltd. 228 p.

[9] Bishop A.W. (1966) "The Strength of Soils as Engineering Materials" // Geotechnique, Vol. 16. P. 91-130.



- [10] Boldyrev Gennady Grigoryevich and others. To the determination of the parameters of strength and deformability in a compression device [K opredeleniyu parametrov prochnosti i deformiruemosti v kompressionnom pribore]. November 22, 2016. Electronic journal 22 "GEOINFO.ru" (in Russ.).
- [11] Ananko Victor Nikolaevich. Determination of parameters of soil models. Model Hardening Soil [Opredelenie parametrov modeley gruntov. Model' Hardening Soil]. Electronic journal "GEOINFO.ru" April 19, 2019 (in Russ.).
- [12] Bush I.V. The results of determining the parameters of soil resistance to shear in a triaxial compression device // Young scientist. 2016. N 12. P. 220-223. URL <https://moluch.ru/archive/116/31502/> ISSN 2072-0297
- [13] Knittel G. Mohr, Christian Otto // Neue Deutsche Biographie. Bd. 17. Berlin: Duncker & Humblot, 1994. ISBN 3-428-00198-2. P. 702-703.
- [14] Boldyrev G.G., Malyshev M.V. Soil mechanics (in questions and answers): monograph [Mekhanika gruntov (v voprosakh i otvetakh)]. Prondo LLC. 2015. 442 p. (in Russ.).
- [15] ASTM D4186 / D4186M - 12. Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Saturated Cohesive Soils Using Controlled-Strain Loading. 2012.
- [16] ASTM D2435 / D2435M - 11. Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. 2011.
- [17] ISO/TS 17892-5: 2004. Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil. Part 5: Incremental loading oedometer test. 2004.
- [18] Standards of RK 14688-1 Geotechnical testing and research. Identification and classification of soils. Part 1. Identification and description [Geotekhnicheskie ispytaniya i issledovaniya. Identifikatsiya i klassifikatsiya gruntov. Chast' 1. Identifikatsiya i opisaniye] (in Russ.).
- [19] Standards of RK 14688-2 Geotechnical testing and research. Identification and classification of soils. Part 2. Principles of classification [Geotekhnicheskie ispytaniya i issledovaniya. Identifikatsiya i klassifikatsiya gruntov. Chast' 2. Printsipy klassifikatsii] (in Russ.).
- [20] Boldyrev G.G., Sidorchuk V.F. Determination of the mechanical properties of soils in a compression device with measurement of lateral stresses [Opredelenie mekhanicheskikh svoystv gruntov v kompressionnom pribore s izmereniyem bokovykh napryazheniy. Avtomatizirovannyye tekhnologii izyskaniy i proektirovaniye] // Automated Survey Technologies and Design. 2003. N 9-10. P. 69-71 (in Russ.).
- [21] EN 1997-2: 2007. Eurocode 7. Geotechnical design. Part 2. Ground investigation and testing. 2007.
- [22] Trufanov A.N. Prospects for the application of the stress relaxation method in the practice of engineering surveys [Perspektivy primeneniya metoda relaksatsii napryazheniy v praktike inzhenernykh izyskaniy] // Engineering surveys. 2013. P. 44-51 (in Russ.).
- [23] Terzaghi K. Construction soil mechanics based on its physical properties. [Stroitel'naya mekhanika grunta na osnove ego fizicheskikh svoystv.] M.: Gosstroyizdat, 1933. 391 p.
- [24] Terzaghi K. and Peck R.B., (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley & Sons, New York, 729 p.