



ИЗМЕРЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ПОПЕРЕЧНОЙ ДЕФОРМАЦИИ ПЕСЧАНОГО ГРУНТА *

Артамонова Н.Б., Шешенин С.В., Чистяков П.В.

*ФГБОУ ВО «Московский государственный университет
имени М.В. Ломоносова», г. Москва, Россия*

АННОТАЦИЯ

При идентификации параметров определяющих соотношений деформационного типа для несвязных грунтов необходимо иметь набор опытов, из которых можно определить зависимости первых двух инвариантов тензоров напряжений от аналогичных инвариантов тензоров деформаций. Стандартное экспериментальное геотехническое оборудование не позволяет провести необходимые измерения. Например, по результатам опытов на таких приборах невозможно определить коэффициент поперечной деформации грунта (коэффициент Пуассона). При компрессионных испытаниях измеряется зависимость вертикального напряжения от одноосной деформации, но нельзя измерить возникающее радиальное напряжение в грунте и, следовательно, невозможно рассчитать коэффициент Пуассона. Анализ литературы показывает, что приводимые различными авторами значения коэффициента Пуассона часто отличаются от рекомендованных нормативными документами. Коэффициент Пуассона дисперсных грунтов определяется при осесимметричных испытаниях в стабилометре. Однако в этом эксперименте создается существенно неоднородное напряженно-деформированное состояние: возникает неравномерное распределение горизонтальных деформаций по высоте образца, и образец принимает форму бочонка с неровной поверхностью. Это влияет на точность определения коэффициента Пуассона грунта в стабилометре.

В нашей работе для определения коэффициента поперечной деформации грунта предложен метод, представляющий собой модификацию квазистатического компрессионного эксперимента. Вместо абсолютно жесткой обоймы, не позволяющей образцу деформироваться в поперечном направлении, используется тонкая деформируемая оболочка с известными упругими свойствами. При расчете коэффициента поперечной деформации используются измеренные в процессе опыта значения кольцевой деформации оболочки, вертикального напряжения и вертикальной деформации, а также упругие свойства и геометрические размеры оболочки. Опыт реализован на стандартной одноосной испытательной машине. Эксперименты проведены для двух типов кварцевых песков различной крупности. Результаты экспериментов проверены путем сравнения с измерениями в компрессионных опытах. Полученные значения коэффициента Пуассона соответствуют известной из литературы тенденции изменения коэффициента Пуассона при увеличении объемной деформации.

Ключевые слова: экспериментальное определение коэффициента поперечной деформации; коэффициент Пуассона; песчаный грунт; стесненная поперечная деформация; опыт на сжатие в деформируемой оболочке; стабилометр

* Работа выполнена при финансовой поддержке гранта РНФ №25-21-00111.

MEASUREMENT OF THE TRANSVERSE STRAIN COEFFICIENT OF SANDY SOIL

Artamonova N.B., Sheshenin S.V., Chistyakov P.V.

Lomonosov Moscow State University, Moscow, Russia

ABSTRACT

If identifying material parameters of the deformation type constitutive relations for sandy soil, it is necessary to have a set of experiments which make possible to determine the dependences between the first two stress invariants and those of the strain. Standard geotechnical testing equipment does not allow for the necessary measurements. For example, it is not possible to determine the coefficient of transverse deformation (Poisson's ratio) using such machines. In the compression experiment the dependence of the vertical stress on the uniaxial strain is measured, but it is impossible to measure the radial stress in the soil sample. Therefore, it is impossible to calculate the Poisson's ratio. An analysis of the known papers shows that the values of the Poisson's ratio obtained by authors often differ from those recommended by official regulatory documents. Poisson's ratio of the dispersed soils can be determined using axisymmetric tests in the stabilometer. However, significantly non-uniform stress and strain occur in the soil sample and the sample takes a barrel-type shape with an uneven surface. Obviously, this affects the accuracy of Poisson's ratio determination.

In our work, a modification of the compression test is proposed which make sure determination of the Poisson's ratio. The idea is to exploit a thin deformable shell with known elastic properties instead of an absolutely rigid cylinder used in the standard compression test. The values of the shell circumferential strain, the soil vertical stress and vertical strain, as well as the elastic properties and geometric dimensions of the shell are used for calculating the Poisson's ratio. The suggested technique was implemented on a standard uniaxial testing machine for two types of quartz sand with different particle sizes. The experimental results were verified by comparing with measurements in uniaxial strain compression experiments. The dependence of the Poisson's ratio values on volumetric strain agrees with the data known from literature.

Keywords: experimental determination of transverse strain coefficient, Poisson's ratio, sandy soil, constrained transverse strain, compression test in a deformable shell, stabilometer

ВВЕДЕНИЕ

В определяющих соотношениях деформационного типа для грунта первые два инварианта тензора напряжений могут зависеть от аналогичных инвариантов тензора деформаций. Поэтому требуется набор опытов, из которых эти зависимости можно определить. Классические опыты, известные в геотехнике, не всегда удовлетворяют этой потребности. Часто оборудование позволяет надежно измерить только зависимость продольного напряжения от продольной деформации и напряжения сдвига от сдвиговой деформации. Однако в опыте на сжатие желательно получить также коэффициент поперечной деформации грунта [1].

В соответствии с СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» [2], коэффициент поперечной деформации грунта основания принимают для сооружений геотехнической категории 3 по результатам осесимметричных трехосных испытаний, а для сооружений категорий 1 и 2 – по таблице, представленной в [2]. Согласно этой таблице, у песков коэффициент поперечной

деформации ν варьирует от 0.3 до 0.35, причем меньшие значения ν применяют при большей плотности грунта [2]. В связи с этой неопределенностью при идентификации параметров модели песка представляется целесообразным сделать выбор в сторону экспериментального определения коэффициента поперечной деформации. Далее будем называть его по аналогии с теорией упругости коэффициентом Пуассона.

В работах многих исследователей экспериментально получены значения коэффициента Пуассона, которые часто отличаются от рекомендованных нормативными документами. Также проанализировано влияние этого параметра на результаты численного моделирования напряженно-деформированного состояния (НДС) грунта.

Анализ чувствительности параметров грунтов при моделировании устойчивости котлована с ограждающей стенкой, проведенный в работе [3], показал, что коэффициент Пуассона существенно влияет на поведение грунта, а именно на эффективные горизонтальные напряжения в грунтовом массиве позади стенки и горизонтальные смещения стенки. Автор [3] заключает, что коэффициент Пуассона не может приниматься только по литературным данным, а должен быть откорректирован с учетом специальных лабораторных и полевых исследований. В [3] также сделан вывод о целесообразности включения определения коэффициента Пуассона в перечень стандартных определений прочностных и деформационных характеристик грунтов.

В литературе представлены стандартные и усовершенствованные экспериментальные методики определения коэффициента поперечной деформации в стабилометре, а также в различных модификациях стабилометра и компрессионного прибора. Для определения коэффициента Пуассона предлагаются косвенные геофизические методы и вычислительные методы. Опишем некоторые из них.

Стандартная методика определения коэффициента поперечной деформации ν в ходе трехосных испытаний в стабилометре изложена в ГОСТ 12248.3-2020 «Грунты. Определение характеристик прочности и деформируемости методом трехосного сжатия» [4]. Коэффициент ν определяют по результатам консолидированно-дренированных испытаний [4]. Сначала проводят изотропную консолидацию образца грунта всесторонним напряжением (при открытом или закрытом дренаже, в зависимости от поставленной задачи). Далее производят вертикальное нагружение образца при кинематическом режиме нагружения с заданной скоростью деформации при открытом дренаже (либо при открытом дренаже под противодавлением, равным поровому давлению, достигнутому при первоначальной консолидации). В ходе эксперимента фиксируют вертикальные перемещения, измеряют объемные деформации, а также радиальные деформации образца (если в камере установлено устройство для измерения радиальных деформаций). Объемные деформации образца определяют по объему отжатой из образца поровой жидкости или по изменению объема жидкости в камере (в этом случае необходимо вводить поправки на расширение камеры и учитывать дополнительный объем от вводимого в камеру штока) [4]. Коэффициент поперечной деформации вычисляют по формуле

$$\nu = \frac{\Delta \varepsilon_3}{\Delta \varepsilon_1}, \quad \Delta \varepsilon_3 = \frac{\Delta \theta - \Delta \varepsilon_1}{2},$$

где $\Delta \varepsilon_1$ и $\Delta \varepsilon_3$ – приращение вертикальной и поперечной деформации образца, $\Delta \theta$ – приращение объемной деформации образца.

Однако следует отметить, что в этом эксперименте возникает неоднородное НДС, поэтому остается открытым вопрос о точности измерения коэффициента Пуассона. Неравномерное распределение горизонтальных деформаций по высоте образца возникает из-за наличия трения на его торцах [5]. Деформированный образец, как правило, имеет форму бочонка. Особенно сильно проявляется потеря начальной цилиндрической формы у несвязных дисперсных грунтов, например, у песчаных грунтов, которые при деформировании в стабилометре приобретают форму бочонка с неровной поверхностью.

В работе [5] приведена методика определения коэффициента Пуассона с учетом влияния трения между торцами образца и штампами. Через объемные деформации образца, фиксируемые прибором в автоматическом режиме, вычисляются горизонтальные деформации, которые равномерно распределяются по боковой поверхности образца. Представлена усовершенствованная методика определения коэффициента Пуассона в стабилометре с использованием оптического оборудования, позволяющего регистрировать фотоаппаратурой изменения геометрических параметров образца в ходе испытания через систему линз и таким образом более точно измерять поперечную деформацию образца [5]. Также для определения коэффициента Пуассона авторы [5] создали модификацию компрессионного прибора, в котором между обоймой и образцом грунта помещается эластичный вкладыш. Под действием нагрузки, прикладываемой к поршню, образец грунта и эластичный вкладыш одновременно сжимаются, а датчики перемещения регистрируют их поперечные деформации. Испытания могут проводиться с вкладышами различной упругости.

Авторы [6], используя теорию упругости и теорию малых деформаций, вывели аналитическую формулу для расчета коэффициента Пуассона сухого песка с учетом влияния дисперсности, формы частиц, гранулометрической неоднородности

$$\nu = \left(0.47 C_u^{0.19} \rho^{0.56} \right) \cdot \left(\frac{p'}{p_a} \right)^{(0.1 C_u^{0.1})(3.14 - 9.15 \rho)},$$

где $C_u = d_{60}/d_{10}$ – степень неоднородности гранулометрического состава (d_{60} и d_{10} – диаметры частиц в мм, меньше которых в грунте содержится соответственно 60% и 10% по массе частиц), $C_u > 3$ – пески неоднородные, $C_u < 3$ – пески однородные; ρ – правильность частиц (particle regularity), характеризующая сферичность и округлость формы частиц; p' – внешнее давление на образец; p_a – атмосферное давление. Исследовано влияние указанных параметров на коэффициент Пуассона песка [6]. Обнаружено, что коэффициент Пуассона увеличивается при росте степени неоднородности гранулометрического состава (C_u), но уменьшается при возрастании внешнего давления на образец (p').

В [7] используется динамический метод для определения коэффициента Пуассона грунтов верхнего рыхлого поверхностного слоя и мелководных отложений. По измеренным значениям скорости продольных V_p и поперечных V_s волн коэффициент Пуассона рассчитывался по формуле

$$\nu = \frac{\left(V_p/V_s\right)^2 - 2}{2\left(V_p/V_s\right)^2 - 2}.$$

Исследования выявили наличие пород с низкими и даже отрицательными значениями коэффициента Пуассона, что свидетельствует о рыхлости грунтов (конечно, такие породы не могут использоваться в геотехнических целях).

В работе [8] представлены результаты исследования влияния всестороннего напряжения и относительной плотности на коэффициент Пуассона сухих песчаных грунтов кварцевого состава различной крупности. Коэффициент Пуассона определялся косвенным геофизическим методом по измеренным значениям скорости продольных и поперечных волн. Для проведения всех экспериментов были выбраны три различных диапазона размеров зерен: крупнозернистый песок (2.0-4.75 мм), среднезернистый песок (0.425-2.0 мм) и мелкозернистый песок (0.075-0.425 мм). Результаты экспериментов показали, что величина коэффициента Пуассона неизменно уменьшается с увеличением как относительной плотности, так и всестороннего напряжения. Было обнаружено, что влияние всестороннего напряжения на коэффициент Пуассона проявляется более значимо для мелкозернистого песка по сравнению с крупнозернистым.

В [9] исследуется влияние водонасыщения на коэффициент Пуассона тонко-мелкозернистых песчаных отложений нефтяного резервуара в заливе Ханчжоу, Китай. Эксперименты проводились на специально созданной установке, обеспечивающей постепенную дегидратацию изначально полностью водонасыщенного песка до полного его осушения, при различных значениях эффективного напряжения (net stress) (100, 200, 300, 400 кПа). В процессе дегидратации измерялись значения продольных и поперечных волн, по которым рассчитывался коэффициент Пуассона.

Сначала образец насыщен водой, затем подается газ, который проникает в поровое пространство, вытесняет воду, и образец постепенно переходит в ненасыщенное состояние [9]. При одном и том же эффективном напряжении при уменьшении водонасыщения от 100 до 95% коэффициент Пуассона (ν) песка резко уменьшается (на 40-50%), затем при водонасыщении 95-50% ν практически не изменяется, на этапе дегидратации от 50 до 15% коэффициент Пуассона уменьшается примерно на 20%, а при уменьшении водонасыщения от 15 до 0% возрастает на 20%. Таким образом, наименьшее значение ν принимает при водонасыщении 15%. Как видно, коэффициент Пуассона сильно зависит от степени водонасыщения.

Конфигурации кривых зависимости коэффициента Пуассона от водонасыщения одинаковы при различных значениях эффективного напряжения, кривые почти эквидистантны друг другу. Чем выше эффективное напряжение, тем коэффициент Пуассона меньше при одной и той же степени насыщения. При увеличении эффективного напряжения от 100 до 400 кПа коэффициент Пуассона уменьшается примерно на 15%, т.е. зависимость ν от эффективного напряжения достаточно слабая [9].

В нашей работе для определения коэффициента поперечной деформации грунта используется модификация квазистатического компрессионного эксперимента, который возможно реализовать на универсальной одноосной испытательной машине. Вместо абсолютно жесткой обоймы, не позволяющей образцу деформироваться в поперечном направлении, предлагается использовать

тонкую деформируемую оболочку с известными упругими свойствами. В опыте задается вертикальная деформация, измеряется вертикальное напряжение и кольцевая деформация оболочки, по значениям которых рассчитывается коэффициент поперечной деформации. При расчете коэффициента Пуассона используются упругие свойства и геометрические размеры оболочки. В следующем разделе опишем подробнее теорию этого метода.

1. ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ МЕТОДА ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ПОПЕРЕЧНОЙ ДЕФОРМАЦИИ

Предлагается способ определения коэффициента поперечной деформации ν (как функции от объемной деформации θ) в опыте на сжатие песчаного грунта под действием вертикального напряжения в тонкой деформируемой в поперечном направлении металлической оболочке (рис.1), для которой можно измерить кольцевую деформацию. По известному модулю Юнга материала оболочки легко вычисляется кольцевое напряжение в оболочке и, следовательно, радиальное напряжение в сжимаемом материале.

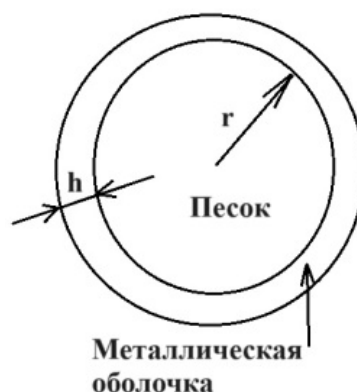


Рис.1. К опыту для определения коэффициента поперечной деформации.

Запишем определяющие соотношения для грунта, предполагая изотропию

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= (\lambda + 2\mu)\varepsilon_1 + \lambda\varepsilon_r + \lambda\varepsilon_\theta, \\ \sigma_r &= (\lambda + 2\mu)\varepsilon_r + \lambda\varepsilon_\theta + \lambda\varepsilon_1, \\ \sigma_\theta &= (\lambda + 2\mu)\varepsilon_\theta + \lambda\varepsilon_r + \lambda\varepsilon_1,\end{aligned}\tag{1}$$

где $\lambda = K(\theta, \varepsilon_u) - (2/3)\mu(\theta, \varepsilon_u)$, $\mu = \mu(\theta, \varepsilon_u)$, $K = K(\theta, \varepsilon_u)$ – секущие модули Ламе и модуль объемного сжатия/расширения для песка.

Под действием вертикального сжимающего напряжения $\sigma_1 < 0$ в радиальном направлении в грунте происходит растяжение, поэтому радиальные (ε_r) и кольцевые (ε_θ) деформации положительны: $\varepsilon_r > 0$, $\varepsilon_\theta > 0$ (вертикальная деформация сжатия отрицательна: $\varepsilon_1 < 0$). Однако металлическая оболочка частично препятствует расширению грунта в радиальном направлении, поэтому в грунте возникают сжимающие горизонтальные напряжения: радиальное $\sigma_r < 0$ и кольцевое $\sigma_\theta < 0$. Предполагаем, что касательные напряжения отсутствуют, а нормальные напряжения (вертикальные и горизонтальные) распределены

равномерно. Тогда из уравнений равновесия следует, что $\sigma_r = \sigma_\theta$. Значит, горизонтальные деформации в грунте одинаковы: $\varepsilon_r = \varepsilon_\theta$. Обозначим

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_r = \varepsilon_\theta. \quad (2)$$

Из (1) с учетом (2) получаем соотношения для грунта

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= (\lambda + 2\mu)\varepsilon_1 + 2\lambda\varepsilon_0, \\ \sigma_r = \sigma_\theta &= 2(\lambda + \mu)\varepsilon_0 + \lambda\varepsilon_1. \end{aligned} \quad (3)$$

Проекция F_x на ось X растягивающей силы (отнесенной к единице длины вертикальной оси), действующей в металлической оболочке в горизонтальной плоскости (рис.2), равна

$$F_x = \sigma_\theta^M h \quad \text{при} \quad h \ll r, \quad (4)$$

где σ_θ^M – кольцевое растягивающее напряжение в металлической оболочке ($\sigma_\theta^M > 0$), h – толщина оболочки, r – внутренний радиус оболочки (примерно равен внешнему радиусу при $h \ll r$). Предполагаем, что при $h \ll r$ напряжения σ_θ^M распределены в оболочке равномерно, а действующими в оболочке радиальными и продольными напряжениями можно пренебречь по сравнению с кольцевыми.

Запишем интегральное уравнение равновесия для металлической оболочки в направлении оси X . Сила F_x вызвана радиальными напряжениями (σ_r) в грунте (рис.2)

$$F_x + \int_0^{\pi/2} \sigma_r r \cos \phi d\phi = 0.$$

Здесь $\sigma_r \cos \phi$ – проекция напряжения σ_r на ось X , $r d\phi$ – дуга окружности, на которую действует напряжение и которая меняется от 0 до $\pi/2$ (рис.2).

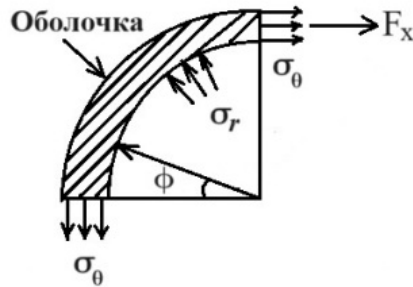


Рис.2. Напряжения в грунте и в металлической оболочке, действующие в горизонтальной плоскости.

$$F_x = - \int_0^{\pi/2} \sigma_r r \cos \phi d\phi = -\sigma_r r \sin \phi \Big|_0^{\pi/2} = -\sigma_r r. \quad (5)$$

Из (4) и (5): $-\sigma_r r = \sigma_\theta^M h$. Отсюда получаем выражение для радиального напряжения в грунте

$$\sigma_r = -\sigma_\theta^M \frac{h}{r}.$$

При выполнении эксперимента измеряется кольцевая деформация $\varepsilon_\theta^M > 0$ оболочки, равная горизонтальным деформациям ε_0 в грунте: $\varepsilon_\theta^M = \varepsilon_0$. Зная модуль Юнга E_M материала оболочки, можно вычислить кольцевые напряжения в оболочке: $\sigma_\theta^M = E_M \varepsilon_\theta^M$. Тогда

$$\sigma_r = -E_M \varepsilon_\theta^M \frac{h}{r} = -\left(\frac{h}{r}\right) E_M \varepsilon_0. \quad (6)$$

Из (3) и (6) получаем систему уравнений

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= (\lambda + 2\mu) \varepsilon_1 + 2\lambda \varepsilon_0, \\ -\left(\frac{h}{r}\right) E_M \varepsilon_0 &= 2(\lambda + \mu) \varepsilon_0 + \lambda \varepsilon_1. \end{aligned} \quad (7)$$

Объемные деформации θ рассчитываются по формуле

$$\theta = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_0. \quad (8)$$

В эксперименте ε_1 задается, σ_1 и ε_0 измеряются. Из (7) с учетом (8) выводим λ и μ

$$\mu = \frac{1}{2(\varepsilon_1 - \varepsilon_0)} \left(\sigma_1 + \left(\frac{h}{r}\right) E_M \varepsilon_0 \right), \quad \lambda = \frac{1}{\theta} (\sigma_1 - 2\mu \varepsilon_1). \quad (9)$$

Соотношения (9) позволяют вычислить коэффициент поперечной деформации по формуле $\nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)}$. В деформационной теории, применяемой

для геоматериалов, все величины λ , μ , ν , K являются, вообще говоря, функциями двух инвариантов деформаций θ и ε_u . Однако в данном опыте эти инварианты при нагружении изменяются пропорционально одному параметру. В ходе эксперимента измеряется величина объемной деформации θ . Если принять ее за независимый параметр, то в результате получаем зависимости $\nu = \nu(\theta)$, $\sigma = \sigma(\theta)$, $\sigma_u = \sigma_u(\theta)$. Результаты измерений описаны в разделе 4. Для получения более полной информации о функциях $\sigma = \sigma(\theta, \varepsilon_u)$, $\sigma_u = \sigma_u(\theta, \varepsilon_u)$ может оказаться полезной модификация эксперимента, когда изменяется толщина или жесткость металлической оболочки.

Для обработки результатов экспериментов следует получить формулы для инвариантов девиаторов деформаций e_{ij} и напряжений s_{ij}

$$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{\theta}{3} \delta_{ij}, \quad s_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma \delta_{ij}. \quad (10)$$

Среднее гидростатическое давление σ находится исходя из (6)

$$\sigma = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_r + \sigma_\theta) = \frac{1}{3} (\sigma_1 + 2\sigma_r) = \frac{1}{3} \left(\sigma_1 - 2 \left(\frac{h}{r}\right) E_M \varepsilon_0 \right). \quad (11)$$

Выразим интенсивности девиаторов деформаций $\varepsilon_u = \sqrt{e_{ij} e_{ij}}$ и напряжений $\sigma_u = \sqrt{s_{ij} s_{ij}}$, используя (10) и (11)

$$\varepsilon_u = \sqrt{e_1^2 + e_r^2 + e_\theta^2} = \sqrt{e_1^2 + 2e_0^2} = \sqrt{\frac{2}{3} (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)^2} = \sqrt{\frac{2}{3}} (\varepsilon_0 - \varepsilon_1) > 0, \quad (12)$$

$$\begin{aligned}
\sigma_u &= \sqrt{s_1^2 + 2s_r^2}, \quad s_1 = \sigma_1 - \frac{1}{3} \left(\sigma_1 - 2 \left(\frac{h}{r} \right) E_M \varepsilon_0 \right) = \frac{2}{3} \left(\sigma_1 + \left(\frac{h}{r} \right) E_M \varepsilon_0 \right), \\
s_r &= - \left(\frac{h}{r} \right) E_M \varepsilon_0 - \frac{1}{3} \left(\sigma_1 - 2 \left(\frac{h}{r} \right) E_M \varepsilon_0 \right) = - \frac{1}{3} \left(\sigma_1 + \left(\frac{h}{r} \right) E_M \varepsilon_0 \right), \\
s_1^2 + 2s_r^2 &= \frac{4}{9} \left(\sigma_1 + \left(\frac{h}{r} \right) E_M \varepsilon_0 \right)^2 + \frac{2}{9} \left(\sigma_1 + \left(\frac{h}{r} \right) E_M \varepsilon_0 \right)^2 = \frac{2}{3} \left(\sigma_1 + \left(\frac{h}{r} \right) E_M \varepsilon_0 \right)^2, \\
\sigma_u &= \sqrt{\frac{2}{3} \left(\sigma_1 + \left(\frac{h}{r} \right) E_M \varepsilon_0 \right)^2} = \sqrt{\frac{2}{3}} \left(\sigma_1 + \left(\frac{h}{r} \right) E_M \varepsilon_0 \right) > 0, \\
&\left(\sigma_1 < 0, \varepsilon_0 > 0, |\sigma_1| > \left(\frac{h}{r} \right) E_M \varepsilon_0 \right).
\end{aligned} \tag{13}$$

Можно проверить, что полученные интенсивности деформаций (12) и напряжений (13) удовлетворяют соотношению $\sigma_u = 2\mu\varepsilon_u$.

2. СОСТАВ, СТРУКТУРА И ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ИССЛЕДУЕМЫХ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

Для исследований были выбраны два песка близкого минерального состава, но различной крупности [1]. Гранулометрический состав песков определялся ситовым методом без промывки водой согласно ГОСТ 12536-2014 «Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава» [10] и представлен в Таблице 1 и на рис.3. Согласно ГОСТ 25100-2020 «Грунты. Классификация» [11], песок №1 – крупный, песок №2 – мелкий (Таблица 1), по степени неоднородности оба песка относятся к однородным (рис.3). По классификации Е.М.Сергеева [12] пески чистые, хорошо отсортированные (монодисперсные), песок №1 – грубозернистый, песок №2 – мелкозернистый.

Таблица 1.

Гранулометрический состав исследуемых песков.

Размер частиц, мм	Название частиц	Содержание, %	
		Песок №1	Песок №2
>2	гравий, дресва	2	0
1<x<2	грубые	83	0
0.5<x<1	крупные	15	0
0.25<x<0.5	средние	0	0
0.1<x<0.25	мелкие	0	81
0.05<x<0.1	тонкие	0	18
<0.05	пылеватые	0	1

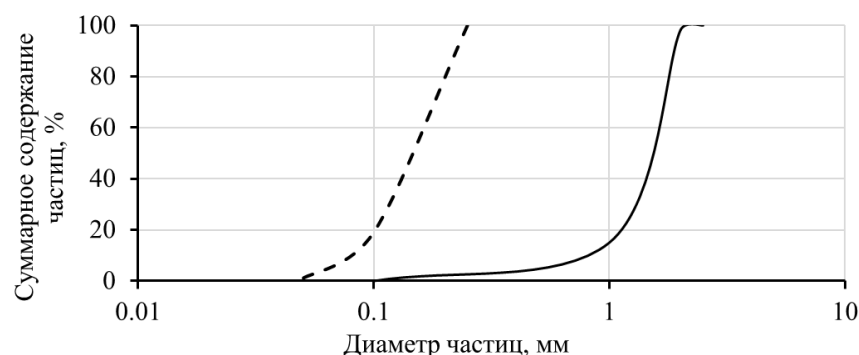


Рис.3. Интегральная кривая гранулометрического состава песчаных грунтов (сплошная линия – крупный песок, пунктирная линия – мелкий песок).

Для определения минерального состава песков применяли рентгенодифракционный анализ. Как видно из Таблицы 2, по минеральному составу пески кварцевые.

Таблица 2.

Минеральный состав песчаных грунтов.

Песок	Кварц, %	Иллит, %	Каолинит, %	Плагиоклазы, %	КПШ, %	Хлорит, %
Крупный	94.4	1.6	—	2.1	1.9	Следы
Мелкий	96.9	2.5	0.6	—	—	—

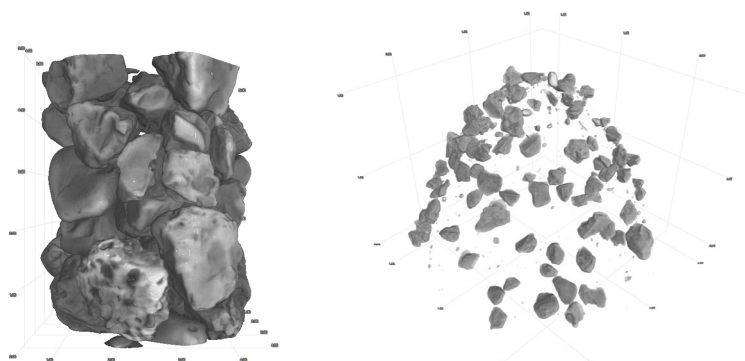


Рис.4. Трехмерная реконструкция песчаных грунтов (по результатам компьютерной томографии): слева – крупный песок (ширина поля зрения 4 мм); справа – мелкий песок (ширина поля зрения 1.5 мм).

Были получены трехмерные реконструкции крупного песка (рис.4, слева) и мелкого песка (рис.4, справа) по результатам компьютерной рентгеновской микротомографии. Как видно на рис.4, крупный песок состоит из сферических окатанных и полукатанных зерен, а мелкий песок – из удлиненных угловатых зерен, согласно шкале окатанности для дисперсных несвязных грунтов, представленной в статье [13].

Таблица 3.

Физические характеристики песчаных грунтов.

Песок	Крупный	Мелкий
ρ_s , г/см ³	2.65	2.65
ρ , г/см ³	1.71	1.61
n, %	35	39

Перед испытаниями песок утрамбовывали ступкой до максимально плотного состояния. Плотность песков (ρ), плотность материала зерен (ρ_s) и пористость (n) приведены в Таблице 3.

3. МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТА

Испытания на сжатие песка в металлической оболочке проводились в НИИ механики МГУ имени М.В. Ломоносова в испытательной машине Zwick Z100 (рис.5), которая позволяет задавать вертикальные перемещения образца и измерять вертикальную силу.

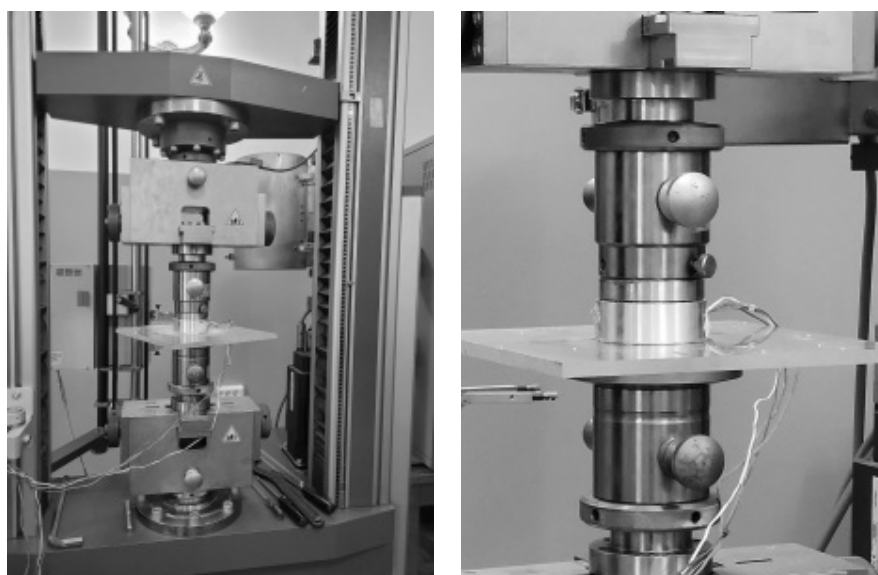


Рис.5. Проведение опыта на сжатие песка в металлической оболочке в испытательной машине Zwick Z100.

На песчаный образец в оболочке подавалась вертикальная нагрузка через поршень диаметром 79 мм. Испытания велись по консолидированно-дренированной схеме с кинематическим режимом нагружения с заданной постоянной скоростью деформации $5.6 \cdot 10^{-3} \text{ с}^{-1}$ для воздушно-сухого и водонасыщенного песчаного грунта.

В качестве оболочки для песка использовался полый цилиндр из дюралюминия диаметром 80.6 мм, высотой 30 мм и толщиной 1 мм. Предварительное уплотнение и водонасыщение образцов осуществлялись непосредственно в оболочке. Кольцевые деформации оболочки измерялись с помощью 4-х тензометрических датчиков, установленных в верхней и нижней частях внешней боковой поверхности металлической оболочки диаметрально противоположно друг другу. Значения кольцевой деформации осреднялись по всем четырем датчикам.

Примеры графиков для крупного водонасыщенного песка, показывающие режим испытаний, приведены на рис.6-8. Проводилось пять циклов нагрузки до 3 МПа (15000 Н) с последующими разгрузками до 0.04 МПа (200 Н) (рис.6,7). Для каждого условия опыт повторялся трижды. Нагружение производилось ступенями с остановками на 3 с через каждые 1000 Н (рис.6), чтобы

синхронизировать снятие показаний вертикальной силы (рис.6) и кольцевой деформации оболочки (рис.8).

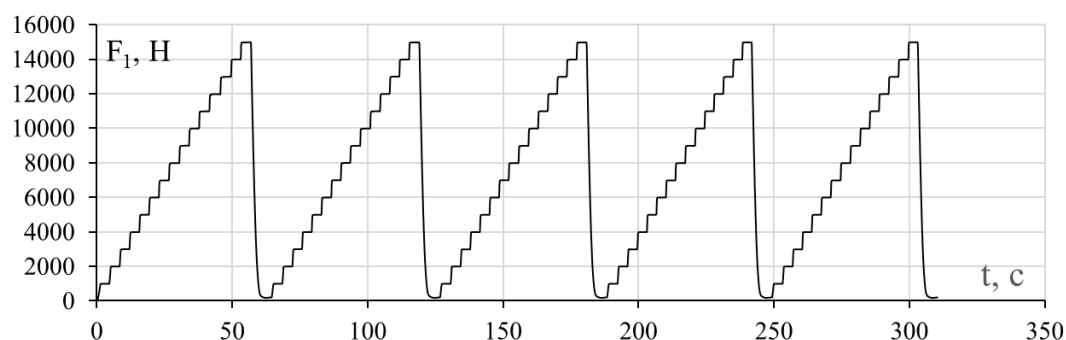


Рис.6. Зависимость вертикальной силы F_1 от времени t .

На рис.7 представлена зависимость вертикального напряжения σ_1 от вертикального перемещения u_1 (без учета деформации прибора). Как видно, кривая, соответствующая первому циклу нагружения, значительно выше кривых, относящихся к последующим циклам нагружения.

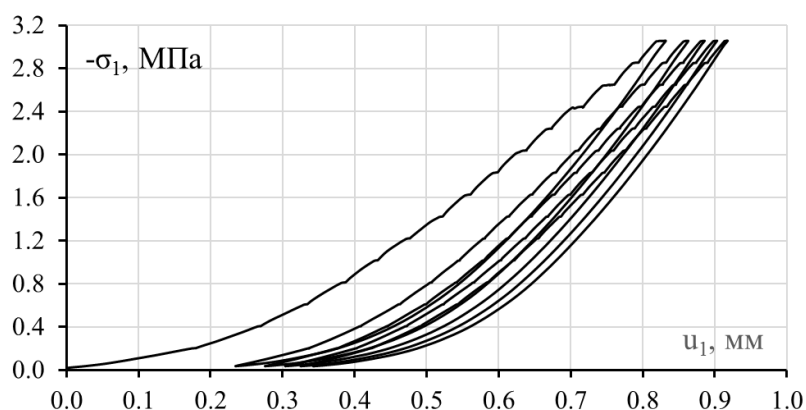


Рис.7. Зависимость вертикального напряжения σ_1 от вертикального перемещения u_1 (без учета деформации прибора).

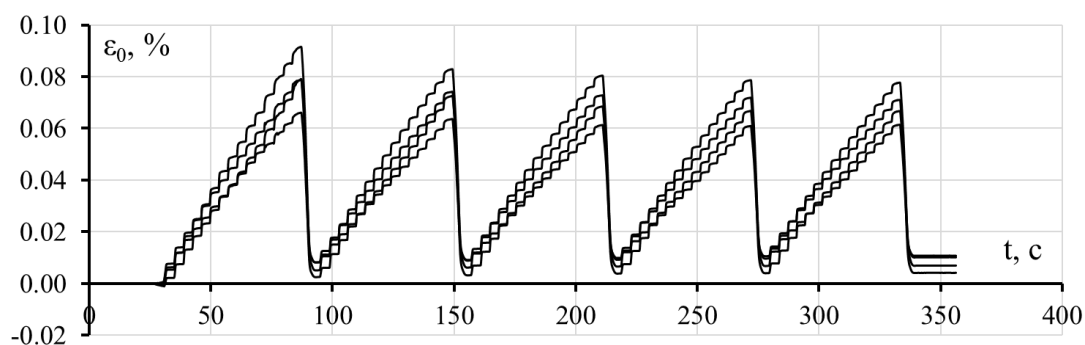


Рис.8. Зависимость кольцевой деформации ϵ_0 оболочки от времени t .

Для того чтобы учесть деформацию самого прибора, был проведен опыт на сжатие стальной болванки, результат которого показан на рис.9. Опыт проводился по той же схеме, как и опыты с образцами песка. Также проводилось пять циклов нагружения до 3 МПа (15000 Н) (ступенями с остановками на 3 с

через каждые 1000 Н) с последующими разгрузками до 0.04 МПа (200 Н). Как видно на рис.9, кривые 2-5-го циклов нагрузки-разгрузки полностью совпадают, а кривая первого цикла нагружения – более пологая, чем кривые последующих циклов нагружения.

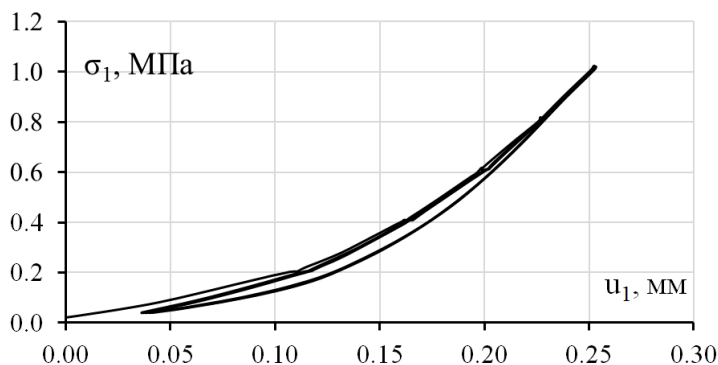


Рис.9. Зависимость вертикального напряжения σ_1 от вертикального перемещения u_1 в опыте на сжатие стальной болванки.

Следовательно, на первом цикле нагружения происходит наиболее сильное уплотнение песка, а также деформация частей прибора. Далее для анализа результатов экспериментов с песчаными грунтами использовалась вторая ветвь нагружения. Вертикальные перемещения песчаного образца рассчитывали как разность перемещений при эксперименте с песком и перемещений в опыте со стальной болванкой при одинаковых значениях вертикального давления.

4. РЕЗУЛЬТАТЫ ОПЫТОВ

Рассмотрим результаты экспериментов на сжатие в оболочке для сухих и водонасыщенных крупного и мелкого песков.

На рис.10 и рис.11 показаны графики зависимости интенсивности напряжений от интенсивности деформаций для сухих и водонасыщенных крупного и мелкого песков для пяти циклов нагружения.

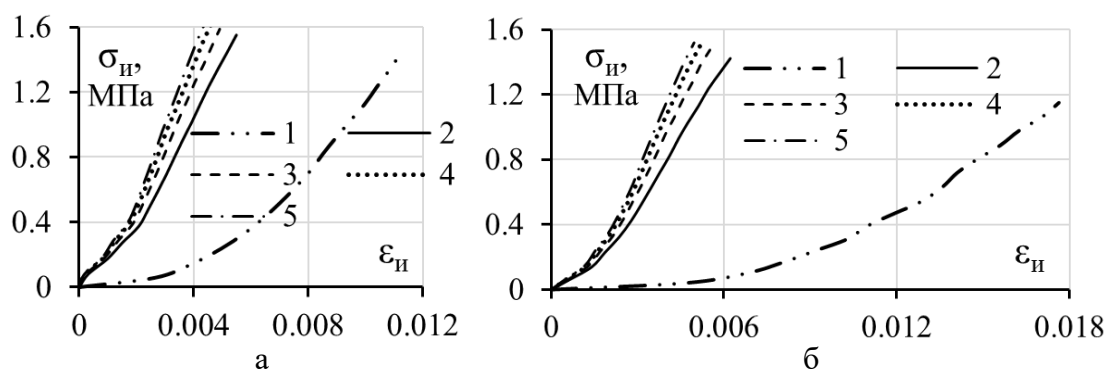


Рис.10. Зависимости интенсивности напряжений от интенсивности деформаций для сухого (а) и водонасыщенного (б) крупного песка. В легенде обозначены номера циклов нагружения.

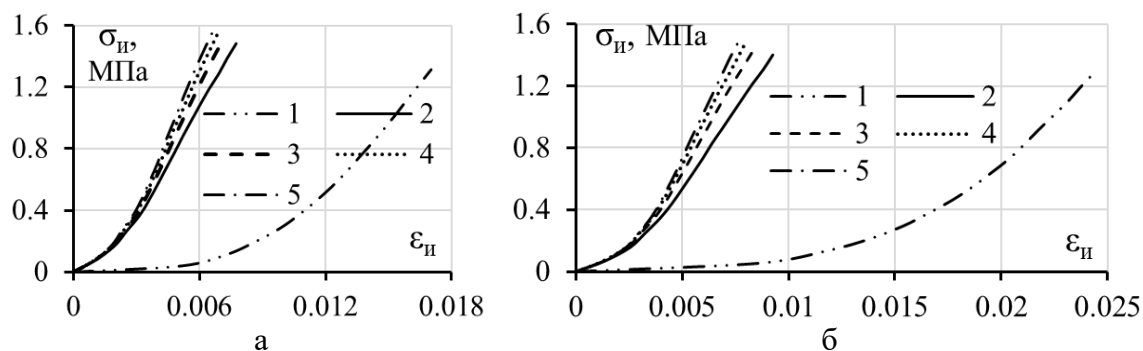


Рис.11. Зависимости интенсивности напряжений $\sigma_{и}$ от интенсивности деформаций $\varepsilon_{и}$ для сухого (а) и водонасыщенного (б) мелкого песка. В легенде обозначены номера циклов нагружения.

Как видно, после первого цикла пески сильно уплотняются, далее с каждым циклом пески уплотняются, но гораздо меньше. Кривые, соответствующие третьему, четвертому и пятому циклам, очень близки, поэтому далее будем рассматривать графики для второго цикла нагружения (рис.12-17). Также видно, что мелкий песок (рис.11) больше деформируется, чем крупный (рис.10), а для песков одинаковой крупности водонасыщенный песок (рис.10б,11б) деформируется сильнее, чем сухой (рис.10а,11а).

На рис.12,13 приведены графики «интенсивность напряжений – интенсивность деформаций» и «среднее напряжение – объемная деформация» для крупных и мелких сухих и водонасыщенных песков для второго цикла нагружения. Разброс кривых для песка каждого типа (крупного или мелкого) и состояния (сухого или водонасыщенного) не превышает 10%, что свидетельствует о хорошем совпадении результатов опытов.

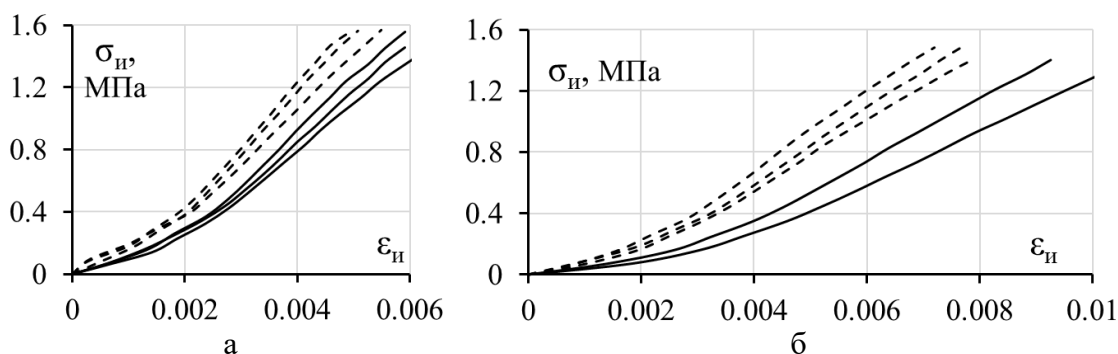


Рис.12. Зависимости интенсивности напряжений $\sigma_{и}$ от интенсивности деформаций $\varepsilon_{и}$ для крупного (а) и мелкого (б) песков – сухих (пунктирная линия) и водонасыщенных (сплошная линия).

Видно, что кривые для сухих крупных песков не сильно отличаются по наклону от кривых для водонасыщенных крупных песков (рис.12а,13а). А кривые для водонасыщенных мелких песков гораздо более пологие, чем кривые для сухих мелких песков (рис.12б,13б). Следовательно, при одних и тех же напряжениях мелкие водонасыщенные пески деформируются сильнее, чем мелкие сухие.

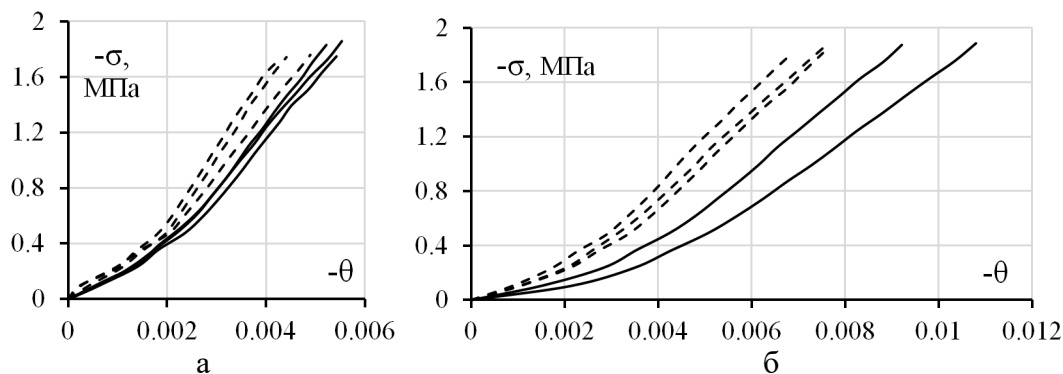


Рис.13. Зависимости среднего напряжения σ от объемной деформации θ для крупного (а) и мелкого (б) песков – сухих (пунктирная линия) и водонасыщенных (сплошная линия).

На рис.14,15 представлены графики зависимости секущего модуля сдвига и секущего модуля объемного сжатия/расширения от объемной деформации для крупных и мелких сухих и водонасыщенных песков для второго цикла нагружения. Как видно, крупный песок характеризуется более высокими значениями модуля сдвига и модуля объемного сжатия/расширения, чем мелкий, а значения модулей для сухих песков выше, чем для водонасыщенных.

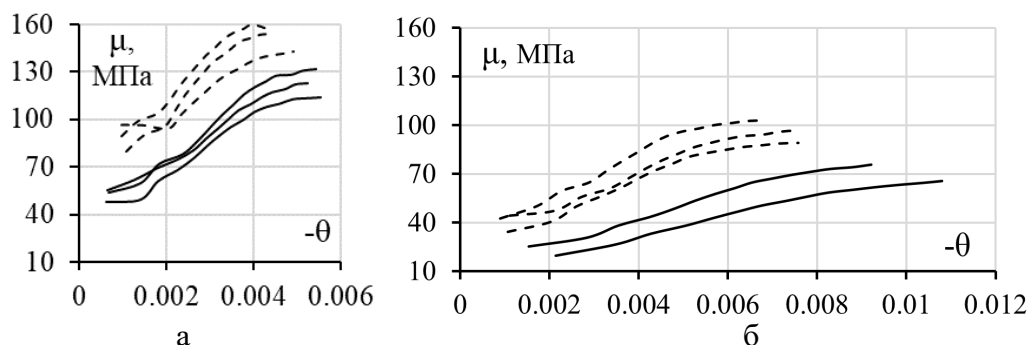


Рис.14. Зависимости секущего модуля сдвига μ от объемной деформации θ для крупного (а) и мелкого (б) песков – сухих (пунктирная линия) и водонасыщенных (сплошная линия).

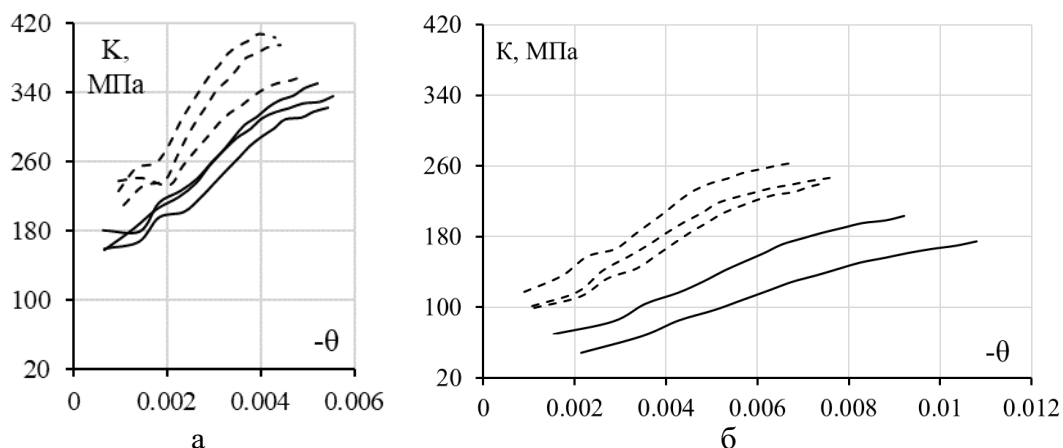


Рис.15. Зависимости секущего объемного модуля K от объемной деформации θ для крупного (а) и мелкого (б) песков – сухих (пунктирная линия) и водонасыщенных (сплошная линия).

На рис.16 приведены осредненные графики зависимости коэффициента Пуассона от объемной деформации для крупных и мелких сухих и водонасыщенных песков для второго цикла нагружения. Было обнаружено, что для конкретного типа и состояния песка коэффициент Пуассона слабо меняется (не более чем на 10%) и выходит на константу с увеличением величины объемной деформации. Следовательно, в модели коэффициент Пуассона можно принимать постоянной величиной для конкретного типа и состояния песка (см. Таблицу 4).

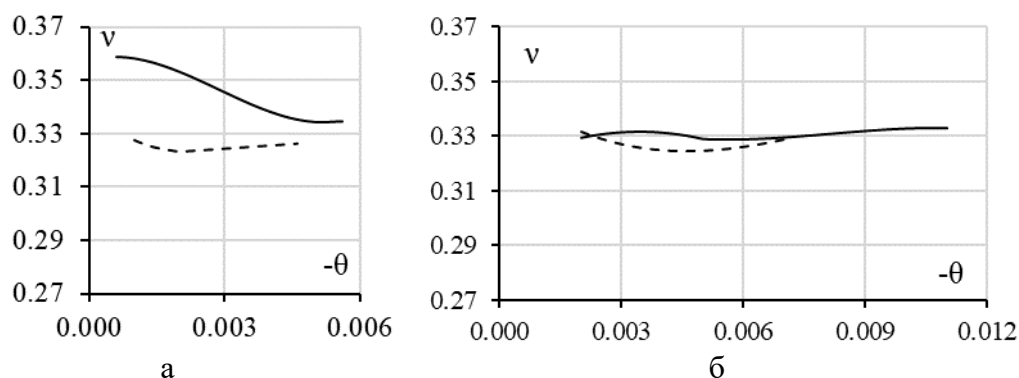


Рис.16. Осредненные графики зависимости коэффициента Пуассона ν от объемной деформации θ для крупного (а) и мелкого (б) песков – сухих (пунктирная линия) и водонасыщенных (сплошная линия).

Заметим, что аналогичная тенденция изменения коэффициента Пуассона при увеличении интенсивности деформаций отмечена в книге [14]. Начиная с некоторого значения интенсивности деформации, коэффициент Пуассона остается постоянным и не зависит от траектории нагружения [14].

Таблица 4.

Значения коэффициента Пуассона исследуемых песков.

Песок	Сухой	Водонасыщенный
Крупный	0.325	0.340
Мелкий	0.328	0.332

Для проверки проведенных измерений было выполнено сравнение результатов экспериментов на сжатие грунта в деформируемой оболочке с результатами компрессионных испытаний (испытаний при одноосной деформации, т.е. опытов на сжатие грунта в вертикальном направлении без возможности бокового расширения). Для этого по результатам экспериментов в оболочке для крупного сухого песка были рассчитаны зависимости вертикального напряжения σ_1 от вертикальной деформации ε_1 при одноосной деформации по формулам теории упругости: $\sigma_1 = C_{1111}\varepsilon_1 = (\lambda + 2\mu)\varepsilon_1$, используя уже полученные в опытах зависимости $\lambda = \lambda(\theta)$ и $\mu = \mu(\theta)$. Результаты сравнения показаны на рис.17. Видно, что графики зависимости σ_1 от ε_1 при одноосной деформации, полученные при двух различных опытах на двух разных приборах, почти линейны и близки по наклону.

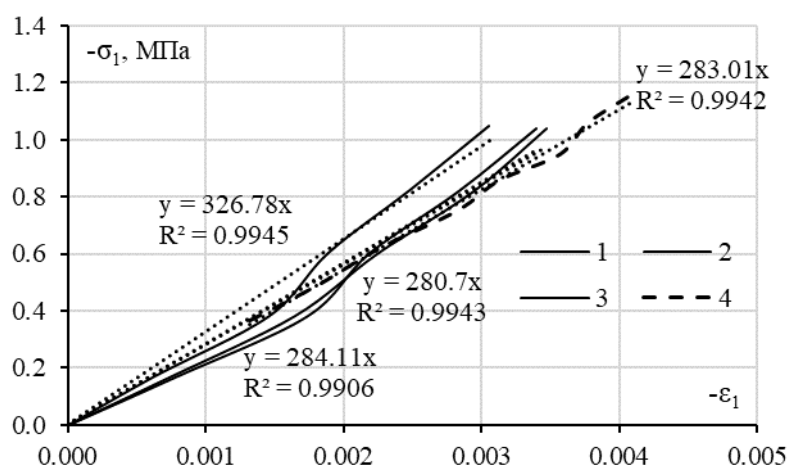


Рис.17. Сравнение графиков зависимости вертикального напряжения σ_1 от вертикальной деформации ε_1 при одноосной деформации крупного сухого песка, рассчитанных по опытам на сжатие в деформируемой оболочке (1, 2, 3) и измеренного при компрессионных испытаниях (4). Точками показаны линии тренда.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Для определения коэффициента поперечной деформации песчаного грунта разработан метод, представляющий собой модификацию компрессионного испытания грунта, в котором вместо абсолютно жесткой обоймы используется тонкая деформируемая оболочка, для которой в процессе эксперимента измеряется кольцевая деформация. Приведено обоснование этого метода.

Предложенная методика определения коэффициента Пуассона несвязного грунта реализована на испытательной машине Zwick Z100 в НИИ механики МГУ имени М.В. Ломоносова. Эксперименты проводились для двух типов песков кварцевого состава различной крупности.

Результаты экспериментов показали, что для конкретного типа песка и его состояния (сухого или водонасыщенного) коэффициент Пуассона меняется не более чем на 10% и выходит на константу с увеличением объемной деформации или интенсивности деформаций. Похожая тенденция изменения коэффициента Пуассона при увеличении интенсивности деформаций описана в литературе. Полученные результаты доказывают возможность принимать коэффициент Пуассона постоянной величиной для конкретного типа и состояния песка при моделировании напряженно-деформированного состояния грунта. Однако следует заметить, что величина коэффициента Пуассона для каждого грунта должна определяться экспериментально, так как этот параметр сильно влияет на результаты моделирования.

Для проверки проведенных измерений были выполнены испытания песков на компрессионном приборе. Сравнивались графики зависимости вертикального напряжения от одноосной деформации, измеренные при компрессионных испытаниях и пересчитанные с использованием измерений в опыте с деформируемой оболочкой. Сравнение полученных графиков показало хорошее совпадение.

ЛИТЕРАТУРА

1. Артамонова Н.Б., Шешенин С.В. *К вопросу идентификации параметров нелинейной модели консолидации песчаного грунта* // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Механика. – 2024. – №1. – С.31-44.
2. СП 22.13330.2016 *Основания зданий и сооружений*. – М.: Стандартинформ, 2016.
3. Строкова Л.А. *Анализ чувствительности параметров при численном моделировании поведения грунтов* // Известия Томского политехнического университета. Инжиниринг георесурсов. – 2008. – Т.313. – №1. – С.64-68.
4. ГОСТ 12248.3-2020 *Грунты. Определение характеристик прочности и деформируемости методом трехосного сжатия*. – М.: Стандартинформ, 2020.
5. Дорошенко С.П., Саенко Ю.В., Невзоров А.Л. *Определение коэффициента Пуассона грунта на основе численного моделирования лабораторных испытаний* // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2016. – Т.7. – №2. – С.60-68.
6. Payan M., Senetakis K., Khoshghalb A., Khalili N. *Effect of gradation and particle shape on small-strain Young's modulus and Poisson's ratio of sands* // International Journal of Geomechanics. – 2016. – Vol.17. – No.5. – Pp.04016120-1–04016120-14.
7. Essien U.E., Akankpo A.O., Igboekwe M.U. *Poisson's ratio of surface soils and shallow sediments determined from seismic compressional and shear wave velocities* // International Journal of Geosciences. – 2014. – Vol.5. – Pp.1540-1546.
8. Kumar J., Madhusudhan B.N. *Effect of relative density and confining pressure on Poisson ratio from bender and extender elements tests* // Géotechnique. – 2010. – Vol.60. – No.7. – Pp.561-567.
9. Yan K., Wang Y., Lai X., Wang Y., Yang Z. *Experimental study on Poisson's ratio of silty-fine sand with saturation* // Journal of Marine Science and Engineering. – 2023. – Vol.11. – No.2. – Pp.1-16.
10. ГОСТ 12536-2014 *Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава*. – М.: Стандартинформ, 2019.
11. ГОСТ 25100-2020 *Грунты. Классификация*. – М.: Стандартинформ, 2020.
12. Сергеев Е.М. и др. *Грунтоведение*. – М: Изд-во МГУ, 1983. – 595 с.
13. Powers M.C. *A new roundness scale for sedimentary particles* // Journal of Sedimentary Petrology. – 1953. – Vol.23. – №2. – Pp.117-119.
14. Зарецкий Ю.К. *Лекции по современной механике грунтов*. – Ростов-на-Дону: Изд-во Рост. ун-та, 1989. – 607 с.
15. ГОСТ 12248.4-2020 *Грунты. Определение характеристик деформируемости методом компрессионного сжатия*. – М.: Стандартинформ, 2020.

REFERENCES

1. Artamonova N.B., Sheshenin S.V. *On identification of parameters of a nonlinear consolidation model of sandy soil*. PNRPU Mechanics Bulletin, 2024, No.1, Pp.31-44.
2. SP 22.13330.2016 *Osnovaniya zdaniy i sooruzhenij [Foundations of buildings and structures]*. Moskva, Standartinform, 2016.

3. Strokova L.A. *Analiz chuvstvitel'nosti parametrov pri chislennom modelirovanii povedeniya gruntov [Analysis of sensitivity of parameters in numerical modeling of soil behavior]* Izvestiya Tomskogo politekhnicheskogo universiteta. Inzhiniring georesursov, 2008, Vol.313, No.1, Pp.64-68.
4. GOST 12248.3-2020 Grunty. *Opredelenie kharakteristik prochnosti i deformiruемости методом trekhosnogo szhatiya [Soils. Determination of strength and deformability characteristics by the triaxial compression method]*. Moskva, Standartinform, 2020.
5. Doroshenko S.P., Saenko Iu.V., Nevzorov A.L. *Opredelenie koehffitsienta Puassona grunta na osnove chislennogo modelirovaniya laboratornykh ispytaniy [Determination of soil Poisson's ratio based on numerical simulation of laboratory test]*. Vestnik PNIPU. Stroitel'stvo i arkhitektura, 2016, Vol.7, No.2, Pp.60-68.
6. Payan M., Senetakis K., Khoshghalb A., Khalili N. *Effect of gradation and particle shape on small-strain Young's modulus and Poisson's ratio of sands*. International Journal of Geomechanics, 2016, Vol.17, No.5, Pp.04016120-1–04016120-14.
7. Essien U.E., Akankpo A.O., Igboekwe M.U. *Poisson's ratio of surface soils and shallow sediments determined from seismic compressional and shear wave velocities*. International Journal of Geosciences, 2014, Vol.5, Pp.1540-1546.
8. Kumar J., Madhusudhan B.N. *Effect of relative density and confining pressure on Poisson ratio from bender and extender elements tests*. Géotechnique, 2010, Vol.60, No.7, Pp.561-567.
9. Yan K., Wang Y., Lai X., Wang Y., Yang Z. *Experimental study on Poisson's ratio of silty-fine sand with saturation*. Journal of Marine Science and Engineering, 2023, Vol.11, No.2, Pp.1-16.
10. GOST 12536-2014 Grunty. *Metody laboratornogo opredeleniya granulometricheskogo (zernovogo) i mikroagregatnogo sostava [Soils. Methods for laboratory determination of granulometric (grain) and microaggregate composition]*. Moskva, Standartinform, 2019.
11. GOST 25100-2020 Grunty. *Klassifikatsiya [Soils. Classification]*. Moskva, Standartinform, 2020.
12. Sergeev E.M. et al. *Gruntovedenie [Soil science]*. Moskva, Izdatel'stvo MGU, 1983, 595 p.
13. Powers M.C. *A new roundness scale for sedimentary particles*. Journal of Sedimentary Petrology, 1953, Vol.23, No.2, Pp.117-119.
14. Zaretskiy Y.K. *Lektsii po sovremennoj mekhanike gruntov [Lectures on modern soil mechanics]*. Rostov-na-Donu: Izdatel'stvo Rostovskogo universiteta, 1989, 607 p.
15. GOST 12248.4-2020 Grunty. *Opredelenie kharakteristik deformiruемости методом kompressionnogo szhatiya [Soils. Determination of the deformability characteristics by the compression test]*. Moskva, Standartinform, 2020.

Поступила в редакцию 12 февраля 2025 года.

Сведения об авторах:

Артамонова Нина Брониславовна – к.ф.-м.н., к.г.-м.н., с.н.с., ФГБОУ ВО «Московский государственный университет имени М.В. Ломоносова», г. Москва, Россия; e-mail: artamonovanb@mail.ru

Шешенин Сергей Владимирович – д.ф.-м.н., проф., проф., ФГБОУ ВО «Московский государственный университет имени М.В. Ломоносова», г. Москва, Россия; e-mail: sergey.sheshenin@mail.ru

Чистяков Петр Владимирович – к.ф.-м.н., в.н.с., ФГБОУ ВО «Московский государственный университет имени М.В. Ломоносова», г. Москва, Россия; e-mail: chist206@yandex.ru