

Офрихтер, В.Г. Определение контактных характеристик на границе «грунт – геотекстиль» в приборе трехосного сжатия / В.Г. Офрихтер, М.С. Казаков // Construction and Geotechnics. – 2024. – Т. 15, № 4. – С. 59–77. DOI: 10.15593/2224-9826/2024.4.06

Ofrikhter V.G., Kazakov M.S. Determination of contact characteristics at the soil-geotextile interface in a triaxial compression device. *Construction and Geotechnics*. 2024. Vol. 15. No. 4. Pp. 59-77. DOI: 10.15593/2224-9826/2024.4.06

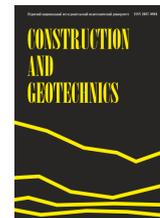


**пермский
политех**

CONSTRUCTION AND GEOTECHNICS

Т. 15, № 4, 2024

<http://vestnik.pstu.ru/arhit/about/inf/>



DOI: 10.15593/2224-9826/2024.4.06

УДК 624.131.37

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНТАКТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК НА ГРАНИЦЕ «ГРУНТ – ГЕОТЕКСТИЛЬ» В ПРИБОРЕ ТРЕХОСНОГО СЖАТИЯ

В.Г. Офрихтер, М.С. Казаков

Пермский национальный исследовательский политехнический университет,
Пермь, Российская Федерация

О СТАТЬЕ

Получена: 28 июня 2024
Одобрена: 12 сентября 2024
Принята к публикации:
05 ноября 2024

Ключевые слова:

геосинтетический материал, геотекстиль, коэффициент трения, адгезия, коэффициент взаимодействия, прибор трехосного сжатия, армирование, консолидировано-дренированные испытания.

АННОТАЦИЯ

Взаимодействие грунта с армирующими элементами имеет ключевое значение при проектных расчетах и последующей надежной эксплуатации армированных грунтовых конструкций. Это взаимодействие отражается в виде контактных характеристик, таких как коэффициент трения геосинтетического материала по грунту (угол трения на контакте «грунт – геосинтетик») и адгезия на границе «грунт – геосинтетик».

В работе представлены результаты трехосных испытаний песчаного грунта, армированного тканым геотекстилем. Целью экспериментов было определение контактных характеристик армирующих элементов с грунтом при испытаниях в приборе трехосного сжатия. В процессе выполнения исследований был предложен простой способ определения контактных характеристик.

В результате исследований были получены значения угла трения на границе контакта геосинтетического материала с грунтом, которые зависят не только от типа грунта и материала армирования, но и от их совместной работы друг с другом. Предложенный авторами способ отличается простотой, невысокой стоимостью и доступностью.

© **Офрихтер Вадим Григорьевич** – доктор технических наук, доцент, e-mail: ofrikhter@mail.ru.
Казаков Максим Сергеевич – аспирант, e-mail: cazakow23@narod.ru.

Vadim G. Ofrikhter – Doctor of Technical Sciences, Associate Professor, e-mail: ofrikhter@mail.ru.
Maksim S. Kazakov – Postgraduate Student, e-mail: cazakow23@narod.ru.



Эта статья доступна в соответствии с условиями лицензии Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License (CC BY-NC 4.0)

This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License (CC BY-NC 4.0)

DETERMINATION OF CONTACT CHARACTERISTICS AT THE SOIL-GEOTEXTILE INTERFACE IN A TRIAXIAL COMPRESSION DEVICE

V.G. Ofrikhter, M.S. Kazakov

Perm National Research Polytechnic University, Perm, Russian Federation

ARTICLE INFO

Received: 28 June 2024
Approved: 12 September 2024
Accepted for publication:
05 November 2024

Keywords:

geosynthetic material, geotextile, friction coefficient, interaction coefficient, triaxial compression device, reinforcement, consolidated-drained tests.

ABSTRACT

The interaction of soil with reinforcing elements is of key importance in design calculations and subsequent reliable operation of reinforced soil structures. This interaction is reflected in the form of contact characteristics, such as the friction coefficient of geosynthetic material on the soil (friction angle at the soil-geosynthetic contact) and adhesion at the soil-geosynthetic interface.

The paper presents the results of triaxial tests of sandy soil reinforced with woven geotextile. The purpose of the experiments was to determine the contact characteristics of the reinforcing elements with non-cohesive soil (friction angle at the soil-geosynthetic contact) during tests in a triaxial compression device. In the course of the research, a simple method for determining the contact characteristics was proposed.

As a result of the research, the values of the friction angle at the contact boundary of the geosynthetic material with the soil were obtained, which depend not only on the type of soil and reinforcement material, but also on their joint operation with each other. The method proposed by the authors is simple, inexpensive and accessible.

Введение

На сегодняшний день укрепление грунта с использованием геосинтетических материалов широко применяется в геотехнике. Армирование грунтов используется при строительстве подпорных стен без железобетонных конструкций, устройстве насыпей для автомобильных и железнодорожных дорог, устройстве оснований фундаментов мелкого заложения. В основном применяется горизонтальное армирование грунтов геотекстильными материалами и георешетками. Армирующий геосинтетик работает на растяжение. Передача напряжений от грунта к армирующим элементам достигается за счет взаимодействия грунта с геосинтетиком. Задействуется механизм трения частиц грунта по плоской поверхности геотекстильного армирования. При проектировании армированных геосинтетиком грунтовых конструкций из несвязного дисперсного грунта требуется количественная оценка поведения взаимодействия на границе раздела «грунт – геосинтетический материал», которая характеризуется углом трения δ .

В макроскопическом масштабе армированный грунт можно рассматривать как однородный композитный материал, механические свойства которого характеризуются макроскопическими прочностными и деформационными характеристиками, такими как угол внутреннего трения, так называемое кажущееся сцепление, модуль деформации. Применение таких макроскопических характеристик может значительно упростить расчеты армогрунтовых конструкций.

На сегодняшний день наиболее доступными среди лабораторных исследований армированного грунта являются испытания на приборе трехосного сжатия, с помощью которых можно достаточно точно определять прочностные и деформационные макроскопические характеристики образцов армогрунта.

Опубликовано множество результатов исследований, посвященных трехосным испытаниям разнообразных грунтов. Среди них особое внимание заслуживают работы, связанные с изучением поведения грунтов, армированных геосинтетическими материалами. С 1970-х гг.

начиналось изучение деформационных и прочностных характеристик армированного всевозможными материалами грунта с использованием испытаний на трехосное сжатие [1–8].

Исследователи [9] провели ряд испытаний армированных образцов несвязных грунтов на приборах прямого сдвига и трехосного сжатия. С учетом опубликованных ранее исследований многих ученых были рассмотрены три подхода к оценке прочности грунта, армированного геосинтетическими материалами по сравнению с неармированным грунтом на основании полученных результатов трехосных испытаний. Данные подходы включают: анализ армированного грунта как однородного композитного материала (подход «А»); двух различных материалов (подход «Б»); грунта с одинаковыми прочностными характеристиками, при этом эффект армирования представлен в виде дополнительного бокового или ограничивающего давления (подход «В»). При подходе с использованием композитных материалов (подход «А») часто используется кажущееся сцепление (C'_r) [10] или кажущийся угол трения (ϕ'_r) [11], представленные на рис. 1, *a* и *b* соответственно. Вышеупомянутые кажущееся сцепление и угол внутреннего трения эквивалентны дополнительному боковому ограничивающему напряжению ($\Delta\sigma'_3$), действующему по всей высоте образца [12]. Когда влияние армирования рассматривается отдельно (подход «Б»), угол трения на границе раздела «грунт – геосинтетик» δ определяется испытаниями на вытягивание геосинтетического материала из грунта или при сдвиге грунта по геосинтетику [13]. На рис. 1, *c* влияние армирования представлено в виде дополнительного бокового ограничивающего напряжения ($\Delta\sigma'_3$), предполагая, что прочность на сдвиг такая же, как у неармированного грунта (ϕ') (подход «В»). На рис. 1 τ -касательное напряжение, σ' – нормальное напряжение, σ'_{3fU} – напряжение всестороннего обжатия при разрушении неармированного грунта, σ'_{1fU} – главное напряжение при разрушении неармированного грунта, σ'_{1fR} – главное напряжение при разрушении для армированного грунта и $\Delta\sigma'_{1fR-U}$ – увеличение главного напряжения в армированном грунте по сравнению с неармированным грунтом. Численно это соотношение можно выразить формулой (1).

$$\Delta\sigma'_{1fR-U} = \sigma'_{1fR} - \sigma'_{1fU}. \quad (1)$$

Gray и др. [12] предлагают некоторые варианты количественной оценки повышения прочности за счет армирования грунта геосинтетиками. В качестве примера для горизонтального слоя армирования авторы [10] предполагают, что C'_r (подход «А») можно оценить как:

$$c'_r = \frac{\alpha_F \cdot \sqrt{K_p}}{2h_{vr}}; \quad (2)$$

$$K_p = \left(\operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \right)^2, \quad (3)$$

где α_F – сила на единицу ширины армирования при разрушении, K_p – коэффициент пассивного бокового давления грунта, h_{vr} – вертикальное расстояние между соседними слоями армирования.

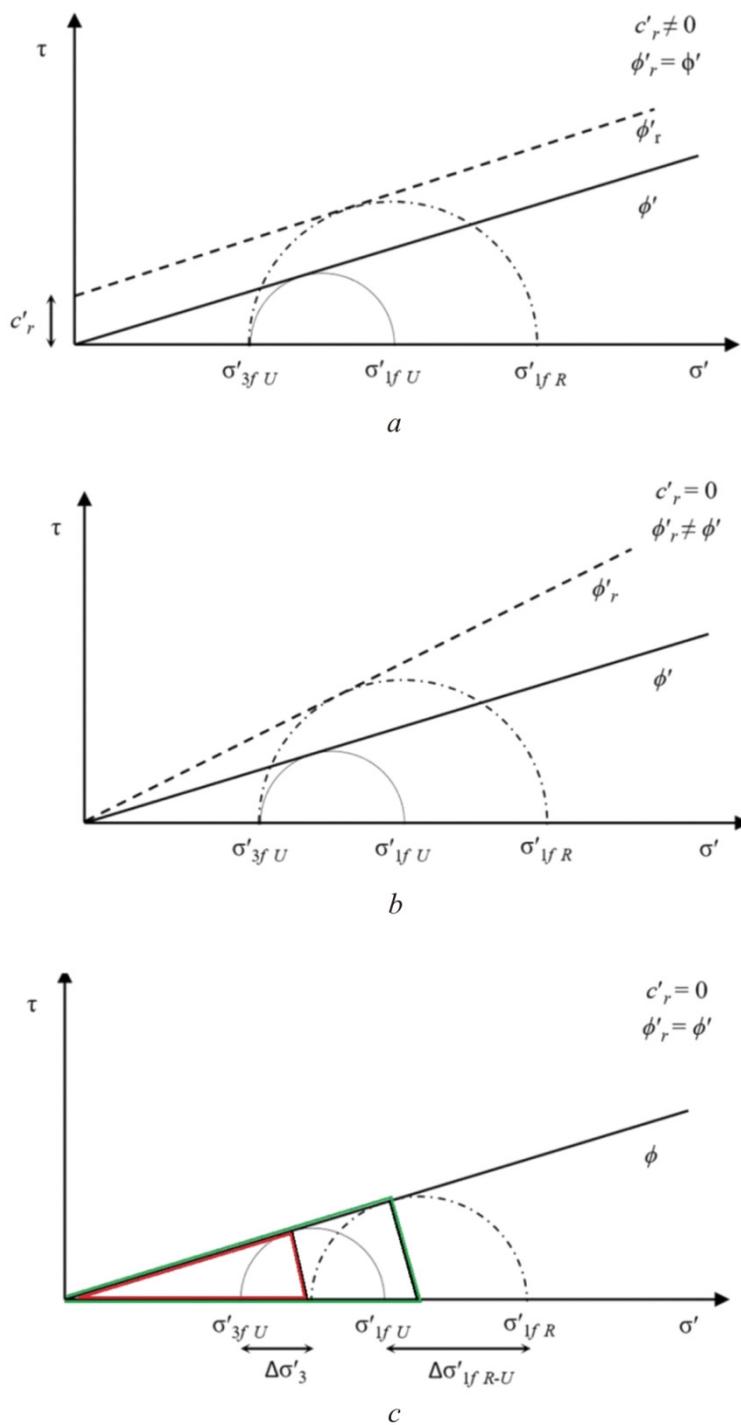


Рис. 1. Зависимости между нормальными и касательными напряжениями, оценка влияния армирования представлены через: *a* – кажущееся сцепление; *b* – кажущийся угол внутреннего трения; *c* – дополнительное ограничивающее давление
Fig. 1. Relations between normal and tangential stresses: *a* – apparent cohesion; *b* – angle of internal friction; *c* – additional confining pressure

Более того, $\Delta\sigma'_3$ (подход «В») количественно определяется по α_f и h_{vr} :

$$\Delta\sigma'_3 = \frac{\alpha_F}{h_{vr}}. \quad (4)$$

Ученые [12] предлагают альтернативную формулу для C'_r (подход «А») в явной зависимости от $\Delta\sigma'_3$ (подход «В») как:

$$c'_r = \frac{\Delta\sigma'_3 \cdot \sqrt{K_p}}{2}; \quad (5)$$

$$\Delta\sigma'_3 = \sigma'_{3fU} \left(\frac{\Delta\sigma'_{1fR-U}}{\sigma'_{1fU}} \right). \quad (6)$$

Дополнительное боковое ограничивающее напряжение (подход «В») выделяется на основе подобия треугольников (см. рис. 1, с). Авторы [12] утверждают, что дополнительное боковое ограничивающее напряжение можно оценить по уравнению (7), основанному на формулировке Мора – Кулона из

$$\sigma'_{1fR} = (\sigma'_{3fU} + \Delta\sigma'_3) \cdot K_p. \quad (7)$$

Higuchi и др. [11] сообщают о результатах испытаний грунта, армированного геосинтетиками, в условиях плоской деформации. Выпучивание и боковая деформация образцов развиваются при осевой нагрузке, при этом мобилизуются растягивающие напряжения в геосинтетике. Эти силы и их влияние на общую реакцию представлены дополнительным боковым ограничивающим напряжением $\Delta\sigma'_3$ (подход «В»). Авторы [11] предлагают количественно определять это дополнительное боковое ограничивающее напряжение как пиковый угол трения ϕ'_r для композитного материала (подход «А»), используя формулу (8).

$$\phi'_r = \sin^{-1} \frac{\left(\frac{\sigma'_{1fR}}{\sigma'_{3fR}} \right) - 1}{\left(\frac{\sigma'_{1fR}}{\sigma'_{3fR}} \right) + 1}. \quad (8)$$

Анализируя результаты трехосных испытаний как неармированного, так и армированного геосинтетиком грунта, Ruiken и др. [14] предлагают использовать только концепцию дополнительного бокового ограничивающего напряжения (подход «В») для объяснения увеличения прочности на сдвиг при послойном армировании грунта (рис. 2). Это дополнительное ограничивающее напряжение объясняется относительным смещением грунта по геосинтетику, вызванным нагружением образца, что, в свою очередь, вызывает увеличение силы трения на контакте «грунт – геосинтетик» до определенного предела.

Дополнительное ограничивающее напряжение при разрушении (подход «В») количественно оценивается Makrou [15] с использованием уравнения (6). Чтобы связать дополнительное ограничивающее напряжение (см. рис. 2) с углом трения на контакте «грунт – геосинтетик», автор [15] использует формулировку, предложенную Atmatzidis и др. [16] для оценки δ , – подход «Б», уравнение (9).

$$\text{tg}\delta = \frac{\Delta\sigma'_3}{\sigma'_{1fR}} \frac{3H}{2R_0}, \quad (9)$$

где H – общая высота образца; R_0 – радиус круглого армирующего элемента; $\Delta\sigma'_3$ – дополнительное боковое ограничивающее напряжение из уравнения (8).

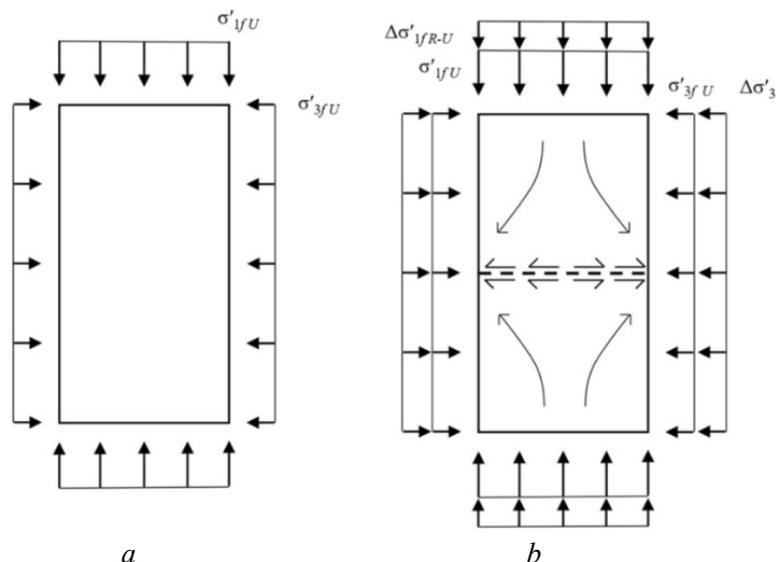


Рис. 2. Схематичное изображение главных напряжений, иллюстрирующее подход «В»:
 а – неармированный образец грунта; б – армированный образец грунта
 Fig. 2. Schematic representation of principal stresses illustrating approach «B»:
 a – unreinforced soil sample; b – reinforced soil sample

Уравнение (9) предполагает, что прочность на сдвиг на границе раздела не полностью мобилизована по радиусу круглого армирующего элемента [16]. Мобилизованная прочность на сдвиг изменяется линейно по радиусу элемента армирования, а нормальное напряжение при разрушении на границе раздела по периметру круглого армирующего элемента равно главному напряжению при разрушении σ'_{1R} .

Уравнение (9) представляет функцию дополнительного бокового ограничивающего напряжения, которое можно получить из уравнения (6) или уравнения (7). В данной статье уравнения (6) и (9) применяются для количественной оценки изменения прочности армированного грунта, подвергнутому трехосному испытанию.

Во введении изложены различные подходы к определению механических характеристик образцов песчаного грунта, армированного тканым геосинтетиком, в приборе трехосного сжатия.

На основании представленного обзора задачей настоящего исследования является разработка технологии измерения контактных характеристик на границе «грунт – геосинтетик» в камере трехосного сжатия и оценка ее влияния на макроскопические прочностные характеристики армогрунтового образца.

Экспериментальные исследования (методы и материалы)

В рамках исследования проводились испытания на трехосное сжатие образцов диаметром 100 и высотой 200 мм, согласно ГОСТ 12248.3-2020 «Грунты. Определение характеристик прочности и деформируемости методом трехосного сжатия». Испытывались образцы неармированного и армированного грунта. По результатам экспериментов определялись контактные характеристики на границе «грунт – геосинтетик» и макроскопические прочностные характеристики армированного грунта. В экспериментальных исследованиях применялся несвязный дисперсный грунт (табл. 1).

Таблица 1

Физические характеристики песчаного грунта

Table 1

Physical characteristics of sandy soil

| Характеристика песчаного грунта | Значения |
|--|-------------------------|
| По гранулометрическому составу (ГОСТ 25100-2020) | Песок средней крупности |
| По однородности (ГОСТ 25100-2020) | Песок однородный (2,78) |
| Удельный вес твердых частиц | 2,55 г/м ³ |

Формирование «образцов-близнецов» производилось в съемной форме, установленной на основание камеры трехосного сжатия, путем послойной отсыпки высушенного до постоянной массы песка и его послойного уплотнения при помощи ручного штампа. При формировании образцов использовалась навеска сухого песка массой 2,55 кг. Физические характеристики грунта представлены в табл. 1. Согласно ГОСТ 25100-2020, грунт относится к классу природных дисперсных грунтов и является песком однородным средней крупности. На рис. 3 изображена кривая гранулометрического состава песка.

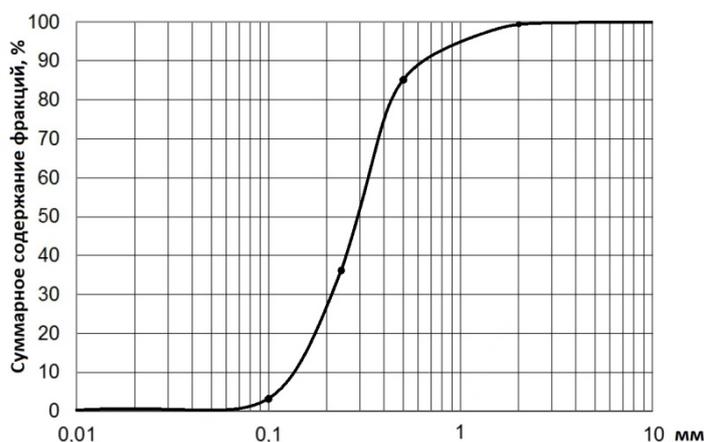


Рис. 3. Кривая гранулометрического состава песка

Fig. 3. Curve of granulometric composition of sand

Песчаные образцы были горизонтально армированы тканым геосинтетиком «Армостаб ПЭТ 200/50» из полиэстера. Применялись круглые армирующие элементы диаметром 100 мм. Характеристики геосинтетика представлены в табл. 2.

Таблица 2

Характеристики тканого геосинтетического армирующего материала

Table 2

Characteristics of woven geosynthetic reinforcement material

| Характеристика «Армостаб ПЭТ 200/50» | Значения |
|---|----------|
| Прочность на разрыв | |
| – вдоль, кН/м | 200 |
| – поперек, кН/м | 50 |
| Растяжение при разрыве | |
| – вдоль, % | 9 |
| – поперек, % | 20 |
| Поверхностная плотность, г/м ² | 430 |
| Толщина, мм | 1 |

Испытания неармированного грунта

Испытания проводились по консолидировано-дренированной схеме с водонасыщением образцов при всестороннем давлении 15 кПа. Всего было испытано 12 неармированных образцов. Девиаторная нагрузка в стабилометре прикладывалась ступенями $0,15\sigma_3$ (статическое нагружение). Давление поровой жидкости на протяжении испытаний было близко к нулю. Результаты испытаний рассчитывались в полных напряжениях и представлены в табл. 3. Прочностные характеристики песка рассчитывались по трем испытаниям для боковых давлений 50, 75, 100 кПа и 50, 100, 150 кПа. Для обеспечения достоверности каждое испытание выполнялось не менее, чем с трехкратным повтором.

Таблица 3

Прочностные характеристики неармированного песка

Table 3

Strength characteristics of unreinforced sanda

| Боковое давление, кПа | Угол внутреннего трения, град | Сцепление, кПа |
|-----------------------|-------------------------------|----------------|
| 50, 75, 100 | 32 | 1 |
| 50, 100, 150 | 34 | 0 |

При испытании неармированного образца по протоколу испытаний был определен коэффициент бокового давления в состоянии покоя, в зависимости от главного вертикального давления и радиальной деформации образца. Радиальные деформации измерялись в камере при помощи датчика радиальных деформаций, установленного в центральной части образца. При проведении испытания отчетливо регистрируется момент начала нарастания радиальных деформаций (бокового расширения), который свидетельствует об окончании «состояния покоя» и переходе к фазе «активного давления». При всестороннем давлении 100 кПа резкое увеличение радиальной деформации происходит при вертикальном давлении 260 кПа, тогда коэффициент бокового давления $\xi = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{100}{260} = 0,385$. Коэффициент Пуассона,

соответствующий этому коэффициенту бокового давления, $\mu = \frac{\xi}{1+\xi} = \frac{0,385}{1+0,385} = 0,285$.

Модуль деформации в диапазоне вертикального нагружения 70–200 кПа при испытаниях с боковым давлением 100 кПа составляет 6,2 МПа. Испытания песков заканчивались при достижении относительной деформации 15 %.

Испытания армированного грунта

Испытания проводились по консолидировано-дренированной схеме с водонасыщением образцов. Формирование армированного грунта в приборе трехосного сжатия происходило аналогично формированию неармированных образцов. Было выбрано две схемы армирования, представленные на рис. 4. В первом случае образец был армирован одним слоем геосинтетика, установленным по высоте в середине образца. Во втором случае образец был армирован двумя слоями геосинтетика, установленными на одной трети высоты образца сверху и снизу. Армированные образцы испытывались при четырех боковых давлениях 50, 75, 100, 150 кПа с тремя повторами (всего 24 армированных образца). На рис. 5 изображен геотекстиль, уложенный при формировании образца. После формирования об-

разцов и подготовки камеры к испытаниям выполнялось водонасыщение армированного грунта при всестороннем давлении 15 кПа.

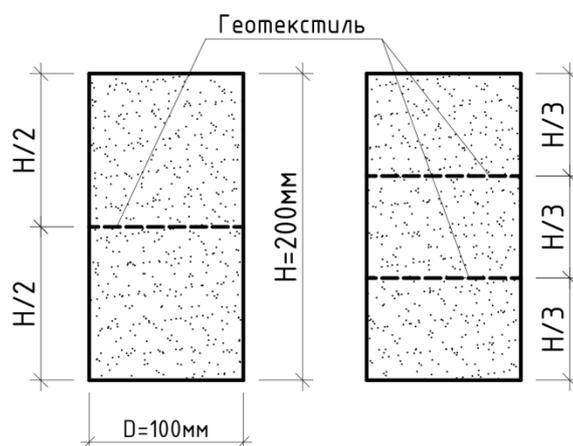


Рис. 4. Схемы армирования цилиндрического образца геотекстилем
 Fig. 4. Schemes of reinforcement of cylindrical specimen with geotextile

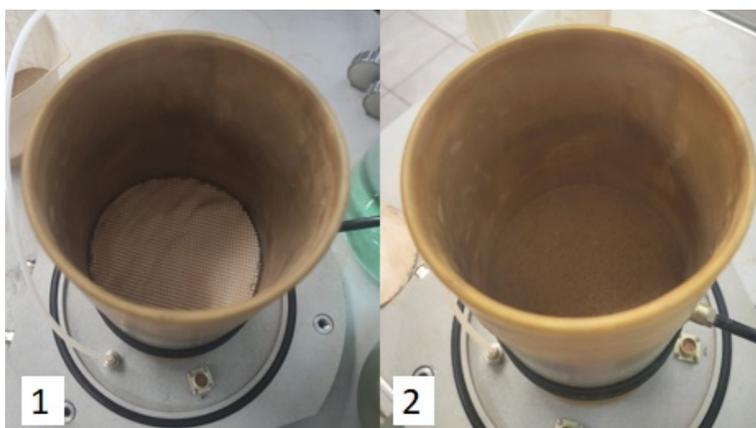


Рис. 5. Укладка геотекстильного армирующего элемента при изготовлении образца грунта:
 1 – уложенный геотекстиль; 2 – выравнивание поверхности до укладки геотекстиля
 Fig. 5. Laying of geotextile reinforcing element in the process of soil sampling:
 1 – laid ge-otetile; 2 – surface smoothing before laying the geotextile

Прочностные характеристики армированного песка

Таблица 4

Strength characteristics of reinforced sand

Table 4

| Количество слоев армирования | Боковое давление, кПа | Угол внутреннего трения, град | Сцепление, кПа |
|------------------------------|-----------------------|-------------------------------|----------------|
| Один слой (H/2) | 50, 75, 100 | 36 | 12 |
| | 50, 100, 150 | 38 | 6 |
| Два слоя (H/3) | 50, 75, 100 | 41 | 31 |
| | 50, 100, 150 | 48 | 12 |

При испытании армированных образцов песка измерение радиальной деформации не производилось, так как датчик предусмотрен для установки на однородном образце без армирующих включений. При испытаниях армированных образцов необходимо применять

иную схему измерения радиальных деформаций, поскольку горизонтальные деформации при приложении вертикальной нагрузки развиваются в пределах армированных отсеков (см рис. 4). Результаты испытаний армированных образцов представлены в табл. 4.

Модули деформации в диапазоне вертикального нагружения 70–200 кПа при испытаниях с боковым давлением 100 кПа составляет 7,0 и 8,9 МПа при армировании в один слой и два слоя соответственно. Анализ и сравнение результатов армированных и неармированных образцов песчаного грунта представлены в следующем разделе.

Проведение испытаний армированного грунта с целью определения угла трения на контакте «грунт – геосинтетик»

При проведении испытаний армированных образцов в приборе трехосного сжатия было предложено фиксировать момент потери контакта геотекстиля с грунтом при помощи датчика радиальной деформации. Этот датчик представляет собой разомкнутую подпружиненную цепочку высотой 16 мм с закрепленным потенциометром. Цепочка путем растягивания устанавливается на сформированный образец и фиксирует радиальную деформацию образца. Для достижения поставленной цели было решено армировать образец песчаного грунта двумя слоями геотекстиля в области снятия показаний радиальной деформации, а именно располагать армирующие элементы в центральной части образца горизонтально на расстоянии 16 мм друг от друга. Далее в зону армирования устанавливался датчик радиальной деформации. Развитие горизонтальных деформаций в этом случае свидетельствует о потере контакта грунта с геотекстилем. На рис. 6 схематично представлена схема армирования песчаного образца и измерения радиальных деформаций. При определенных значениях бокового давления и девиаторной нагрузки начинается развитие радиальной деформации. В этот момент регистрируется соответствующее вертикальное напряжение. Далее производится построение точек на графике зависимости горизонтальных σ_3 от вертикальных напряжений $\sigma_1^{\text{рад}}$ в момент потери контакта грунта с армирующим элементом. Линейная аппроксимация позволяет вычислить угол трения на контакте «грунт – геосинтетик».

Трехосные испытания армированных образцов для определения угла трения на контакте геотекстиля с грунтом проводились по консолидировано-дренированной схеме с водонасыщением образцов. Образец армированного грунта для испытания в приборе трехосного сжатия формировался путем послойной засыпки высушенного песка с послойным уплотнением. Армирование укладывалось в центральной части по высоте образца. После укладки первого слоя геотекстиля, тщательно контролировалась высота слоя засыпанного песка, чтобы добиться 16 мм грунта между армирующими элементами. Образцы испытывались при шести боковых давлениях 50, 75, 100, 125, 150, 175 кПа с четырьмя повторами (всего 24 армированных образца). На рис. 7 изображен сформированный армированный образец, на котором закреплен датчик радиальной деформации для измерения изменения деформации в горизонтальном направлении с целью определения момента потери контакта геотекстиля с грунтом.

Далее выполнялось водонасыщение армированного грунта при всестороннем давлении 15 кПа. Девиаторная нагрузка в стабилометре также прикладывалась ступенями $0,15\sigma_3$. Характерного разрушения образца не наблюдалось, испытание проводилось до предельной относительной деформации 15 %. На рис. 8 представлено изображение образца после проведения испытания.

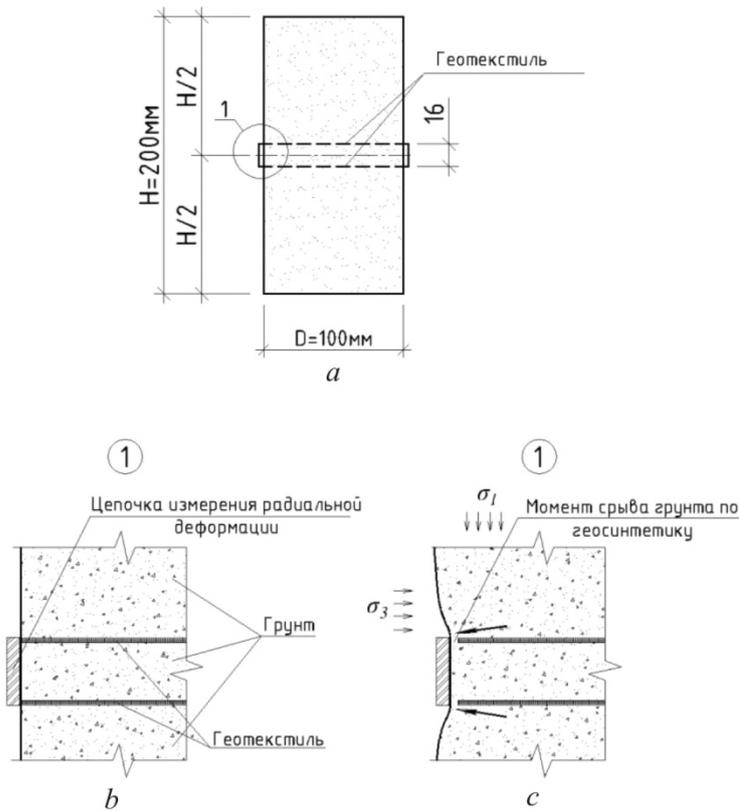


Рис. 6. Схема армирования цилиндрического образца для определения момента срыва грунта по геотекстилю при помощи датчика радиальной деформации:
 а – общий вид; б – до начала проведения испытания; в – во время проведения испытания
 Fig. 6. Scheme of reinforcement of the cylindrical specimen for determining the moment of soil break down along the geotextile by a radial deformation sensor:
 а – general view; б – before the start of the test; в – during the test



Рис. 7. Сформированный образец грунта для испытания на определение угла трения на контакте геотекстиля с грунтом
 Fig. 7. Formed soil specimen for testing the friction angle at the contact of geotextile with soil



Рис. 8. Образец, армированный в средней части двумя элементами с расстоянием между ними 16 мм после окончания испытания
 Fig. 8. Specimen reinforced in the middle part with two elements with a distance between them of 16 mm after the end of the test

В ходе испытаний, согласно показаниям датчика радиальной деформации на графике зависимости горизонтальной деформации образца от вертикального напряжения (рис. 11), отчетливо выделяется момент потери сцепления грунта с геосинтетиком. Результаты испытаний по определению контактных характеристик, а именно угла трения на контакте «грунт – геотекстиль», представлены в следующем разделе.

Результаты и их обсуждение

В рамках исследования проводились испытания на трехосное сжатие образцов диаметром 100 и высотой 200 мм с целью определения прочностных и деформационных характеристик образца неармированного песчаного грунта, прочностных макроскопических характеристик образца армированного грунта, а также угла трения на границе грунта с геотекстилем (геотекстиля по грунту).

Прочностные характеристики рассчитывались в полных напряжениях и представлены в табл. 5.

Таблица 5

Прочностные характеристики армированного и неармированного песка

Table 5

Strength characteristics of reinforced and unreinforced sand

| Количество слоев армирования | Боковое давление, кПа | Угол внутреннего трения, град | Сцепление, кПа |
|------------------------------|-----------------------|-------------------------------|----------------|
| Без армирования | 50, 75, 100 | 32 | 1 |
| | 50, 100, 150 | 34 | 0 |
| Один слой (Н/2) | 50, 75, 100 | 36 | 12 |
| | 50, 100, 150 | 38 | 6 |
| Два слоя (Н/3) | 50, 75, 100 | 41 | 31 |
| | 50, 100, 150 | 48 | 12 |
| Два слоя (Н/2, 16 мм) | 50, 75, 100 | 40 | 5 |
| | 50, 100, 150 | 40 | 4 |

Прочностные характеристики песка рассчитывались по трем испытаниям для боковых давлений 50, 75, 100 кПа и 50, 100, 150 кПа. Предельные огибающие круги Мора представлены на рис. 9.

По результатам экспериментов зафиксировано увеличение удельного сцепления и угла внутреннего трения по мере увеличения количества слоев армирования. Также заметно увеличение угла внутреннего трения при всестороннем обжатии боковым давлением 50–100–150 кПа по сравнению с 50–75–100 кПа.

Развитие относительной вертикальной деформации армированных образцов характеризуется выраженным деформационным упрочнением. Графики зависимости вертикальной относительной деформации от девиаторного напряжения представлены на рис. 10.

Представленные результаты наглядно демонстрируют снижение относительной вертикальной деформации, и, следовательно, увеличение модуля деформации при армировании образцов. При всестороннем обжатии в 100 кПа увеличение составляло 12 и 43 % для образцов, армированных в один слой и два слоя соответственно по отношению к неармированному грунту.

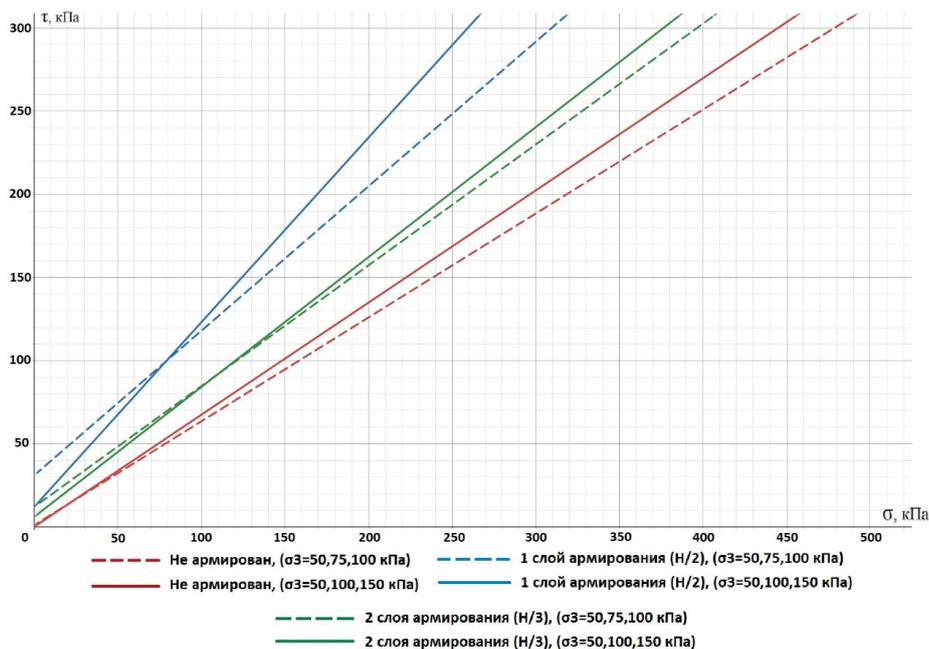


Рис. 9. График предельных огибающих кругов Мора
 Fig. 9. Graph of Mohr's circle envelopes

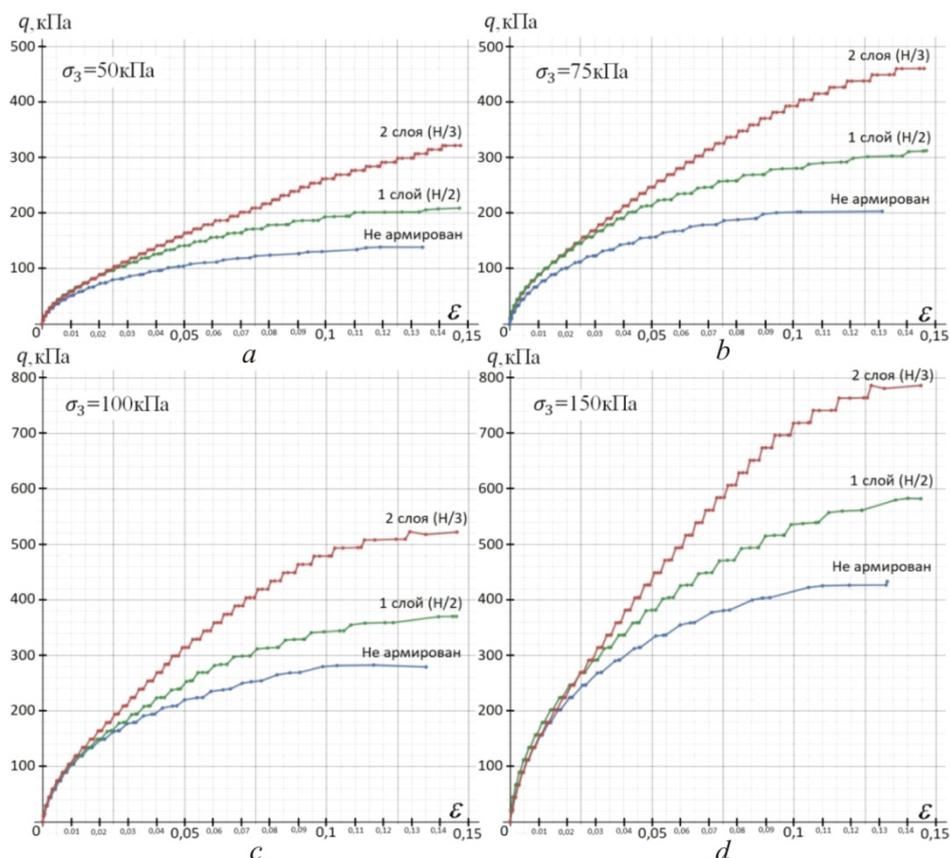


Рис. 10. Графики зависимости девиаторного напряжения (кПа) от осевой относительной деформации (мм) армированных и неармированных образцов при различном боковом давлении: $a - \sigma_3 = 50$ кПа; $b - \sigma_3 = 75$ кПа; $c - \sigma_3 = 100$ кПа; $d - \sigma_3 = 150$ кПа
 Fig. 10. Graphs of the dependence of deviatoric stress (kPa) on axial relative deformation (mm) of reinforced and unreinforced specimens at different lateral pressures: $a - \sigma_3 = 50$ кПа; $b - \sigma_3 = 75$ кПа; $c - \sigma_3 = 100$ кПа; $d - \sigma_3 = 150$ кПа

В ходе экспериментов с армированием в центральной части образца двумя слоями геосинтетика с расстоянием между ними 16 мм определены аналогичные макроскопические прочностные характеристики (угол внутреннего трения и удельное сцепление) (см. табл. 4) и зарегистрированы значения вертикального напряжения в момент начала развития радиальной деформации, при которой начинает происходить проскальзывание геосинтетиков по грунту. Для наглядности на рис. 11 представлен график зависимости радиальной деформации от вертикального напряжения при испытании образца с боковым давлением в 100 кПа. На графике отчетливо виден момент начала развития радиальной деформации, при котором происходит потеря сцепления геосинтетика с грунтом.

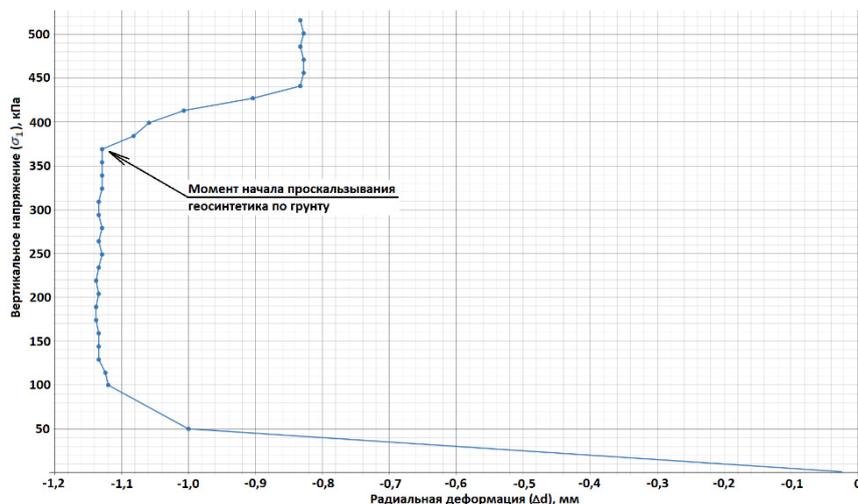


Рис. 11. График зависимости радиальной деформации от вертикального напряжения
 Fig. 11. Graph of dependence of radial deformation on vertical stress

После проведения четырех серий испытаний при всесторонних напряжениях 50, 75, 100, 125, 150, 175 кПа появляется возможность построить линию зависимости вертикальных напряжений ($\sigma_1^{\text{рад}}$) от горизонтальных (σ_3), график зависимости представлен на рис. 12.

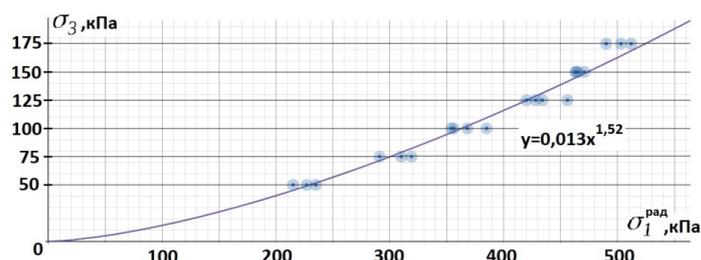


Рис. 12. График зависимости бокового давления (σ_3) от вертикальных напряжений в момент потери сцепления грунта с геотекстилем ($\sigma_1^{\text{рад}}$), аппроксимация степенной функцией
 Fig. 12: Graph of the dependence of lateral pressure (σ_3) on vertical stresses at the moment of loss of soil-geotextile adhesion ($\sigma_1^{\text{рад}}$), degree function approximation

В соответствии с результатами испытаний выявляется нелинейная зависимость между боковым давлением и девиаторными напряжениями ($\sigma_1^{\text{рад}}$), при которых происходит проскальзывание геосинтетика по грунту. При увеличении бокового давления, возрастание девиаторного напряжения происходит непропорционально. Аппроксимируя

область точек испытаний, эту зависимость можно представить степенной, выраженной формулой $\sigma_3 = 0,013(\sigma_1^{\text{рад}})^{1,52}$. Отсюда можно сделать вывод, что угол трения на контакте геосинтетика с грунтом (δ) зависит от всестороннего обжатия образца (от глубины расположения армирования).

Для получения контактной микроскопической характеристики, а именно угла трения на границе армирования (δ), перешли к прямолинейной зависимости, путем построения двух прямых по результатам испытаний образцов при боковых напряжениях 50, 75, 100 кПа и 125, 150, 175 кПа соответственно. На рис. 13 представлен график, на котором изображены две прямые, угол наклона которых представляет угол трения на контакте (δ).

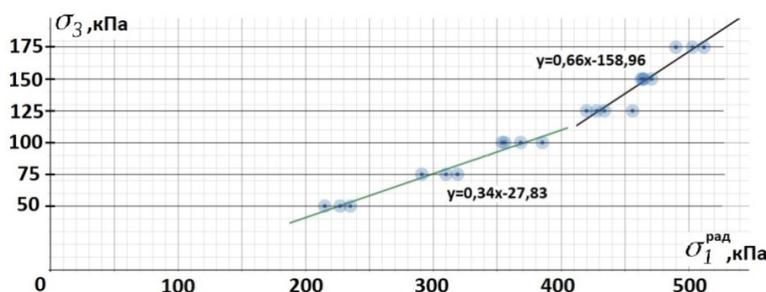


Рис. 13. График зависимости бокового давления (σ_3) от вертикальных напряжений в момент потери сцепления грунта с геотекстилем ($\sigma_1^{\text{рад}}$), линейные аппроксимации в интервалах боковых напряжений 50–100 кПа и 125–175 кПа

Fig. 13: Graph of dependence of lateral pressure (σ_3) on vertical stresses at the moment of loss of soil-geotextile adhesion ($\sigma_1^{\text{рад}}$), linear approximations in the intervals of lateral stresses 50–100 kPa and 125–175 kPa

Согласно представленному выше графику, при линейной аппроксимации точек при боковых напряжениях 50, 75, 100 кПа угол трения составляет $18,8^\circ$, а при 125, 150, 175 кПа составляет $33,4^\circ$. Аналогично рассчитан угол трения на контакте по испытаниям при боковых напряжениях 75, 100, 125 кПа и 100, 125, 150 кПа, который составляет $20,3^\circ$ и $24,2^\circ$ соответственно.

В соответствии с полученными результатами построен график (рис. 14) зависимости вертикальных деформаций от вертикальных напряжений, который находится в нижней части, в верхней – ранее приведенная зависимость бокового давления от вертикальных напряжений (см. рис. 12). По результатам испытаний при боковом давлении в 50, 100, 150 кПа, в нижней части графика построены точки, соответствующие моменту начала развития радиальной деформации, которые свидетельствуют о том, что с увеличением всестороннего обжатия срыв геотекстиля происходит при меньших вертикальных деформациях ($\sigma_3 = 50$ кПа – $\varepsilon = 8,8\%$; $\sigma_3 = 100$ кПа – $\varepsilon = 4,8\%$; $\sigma_3 = 150$ кПа – $\varepsilon = 3,1\%$).

По полученным результатам трехосных испытаний неармированных образцов и образцов, армированных геотекстилем в один слой в центральной части образца, с целью сравнения результатов непосредственных измерений с ранее описанными косвенными подходами, были произведены расчеты угла трения на контакте геотекстиля с грунтом согласно [12]. Используя подход «В», подразумевая, что удельное сцепление и угол внутреннего трения армированных образцов и неармированных одинаковые, был выполнен расчет дополнительного бокового ограничивающего напряжения, которое и отражает эффект армирования. Далее производился расчет угла трения на границе «грунт – геосинтетик» по формулам (6) и (9) [16]. Результаты сравнения значений угла трения на контакте геосинтетического материала с грунтом представлены в табл. 6.

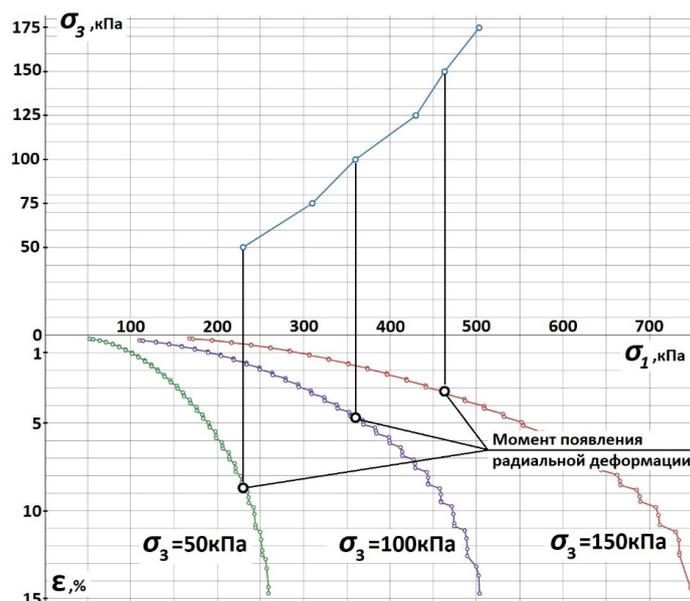


Рис. 14. График зависимости относительных вертикальных деформаций (ϵ) и боковых давлений (σ_3) от вертикальных напряжений (σ_1). В верхней части графика – зависимость бокового давления (σ_3) от вертикальных напряжений в момент потери сцепления грунта с геотекстилем (σ_1^{rad}), в нижней части графика – точки момента потери сцепления грунта

с геотекстилем при испытаниях с боковым давлением в 50, 100, 150 кПа

Fig. 14. Graph of dependence of relative vertical deformations (ϵ) and lateral pressures (σ_3) on vertical stresses (σ_1). In the upper part of the graph - dependence of lateral pressure (σ_3) on vertical stresses at the moment of loss of adhesion of soil with geotextile (σ_1^{rad}),

in the lower part of the graph – points of the moment of loss of adhesion of soil with geotextile during tests with lateral pressure of 50, 100, 150 kPa

Таблица 6

Сравнение значений угла трения на контакте
геосинтетического материала с грунтом

Table 6

Comparison of the values of the friction angle at the contact
of the geosynthetic material with the soil

| Образец, схема армирования | σ_3 , кПа | δ , ° | Метод определения |
|--|------------------|--------------|---|
| Песок армированный, один слой (Н/2) | 50 | 20,4 | Дополнительное ограничивающее напряжение согласно [12] |
| | 75 | 22,3 | |
| | 100 | 24,3 | |
| | 150 | 26,7 | |
| Песок армированный, два слоя (Н/2, 16 мм) | 50 | – | Непосредственное измерение с использованием датчика радиальной деформации, установленного в центральной части образца |
| | 75 | 18,8 | |
| | 100 | 20,3 | |
| | 125 | 24,2 | |
| | 150 | 33,4 | |
| | 175 | – | |

Результаты исследований по определению величины угла трения на границе «грунт – геосинтетик» автора [9] аналогичны, также прослеживается тенденция по увеличению угла трения при увеличении бокового давления.

По полученным в настоящем исследовании результатам непосредственных измерений с использованием датчика радиальной деформации, зафиксировано увеличение значений угла трения на контакте армирования с грунтом по мере увеличения всестороннего давления на образец. Зависимость нелинейная, как было упомянуто выше. По сравнению с методикой определения угла трения (δ) [16] наблюдается аналогичная тенденция к увеличению контактной характеристик при увеличении бокового давления. Полученная в результате прямых измерений зависимость также не прямолинейна, но показывает более плавный характер увеличения значений угла трения.

Для уточнения полученных результатов прямых измерений угла трения в приборе трехосного сжатия принято решение провести испытания на вытягивание геотекстильного материала из грунта при различных нормальных напряжениях в соответствии с ГОСТ Р 70037-2022. В Российской Федерации такое оборудование не изготавливается. В настоящее время разработана конструкторская документация такой установки и производится ее изготовление.

Выводы

1. Предложена и опробована простая и доступная методика определения угла трения на границе «грунт – геосинтетик» в приборе трехосного сжатия.

2. Значения угла трения на границе контакта геосинтетического материала с грунтом непостоянны и зависят от множества факторов. Величины зависят не только от типа грунта и материала армирования, но и от их совместной работы друг с другом. По результатам исследований прослеживается тенденция увеличения угла трения в плоскости контакта «грунт – геосинтетик» с ростом величины всестороннего обжатия образца, что свидетельствует о влиянии глубины расположения армирования в массиве грунта.

3. Последующие эксперименты будут направлены на определение контактных характеристик на границе «грунт – геосинтетик» в опытах на вытягивание геосинтетика из грунта в соответствии с ГОСТ Р 70037-2022 с целью установления корреляционных зависимостей по отношению к контактным характеристикам, полученным при испытаниях в приборе трехосного сжатия.

4. По результатам экспериментальных исследований планируется рассмотреть подходы к определению макроскопических характеристик армированного грунта, которые после верификации предполагается использовать для расчетов армогрунтовых сооружений.

Финансирование. Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов. Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Вклад авторов. Все авторы сделали равный вклад в подготовку публикации.

Библиографический список

1. Рубцова, М.В. Анализ возможности использования приборов трехосного сжатия для изучения прочностных и деформационных характеристик армированных грунтов / М.В. Рубцова, В.И. Клевеко // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2016. – Т. 7, № 4. – С. 143–150. DOI: 10.15593/2224-9826/2016.4.14

2. Zakarka, M. Triaxial test of coarse-grained soils reinforced with one layer of geogrid / M. Zakarka, S. Skuodis, N. Dirgeliene // Applied Sciences. – 2023. – № 13. DOI: 10.3390/app132212480

3. Рубцова, М.В. Изучение влияния геотекстиля на характеристики прочности глинистого грунта с использованием результатов трехосных испытаний / М.В. Рубцова, В.И. Клевеко // Современные технологии в строительстве. Теория и практика. – 2018. – Т. 1. – С. 81–86.

4. Laboratory study of geotextiles performance on reinforced sandy soil / A. Brahim, A. Ahmed, M. Belkhatir, I. Shahrour // *Journal of Earth Science*. – 2016. – Vol. 27, no. 6. – P. 1060–1070. DOI: 10.1007/s12583-015-0621-0
5. Carlos, D. Effect of geosynthetic reinforcement inclusion on the strength parameters and bearing ratio of a fine soil / D. Carlos, M. Pinho Lopes, M. Lopes // *Procedia Engineering*. – 2016. – Vol. 143. – P. 34–41. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.06.005
6. Nair, A.M. Large diameter triaxial tests on geosynthetic-reinforced granular subbases / A.M. Nair, M. Gali // *Journal of Materials in Civil Engineering*. – 2014. – Vol. 27, no. 4. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001088
7. Skuodis, S. Using triaxial tests to determine the shearing strength of geogrid-reinforced sand / S. Skuodis, N. Dirgeliene, J. Medzvieckas // *Studia Geotechnica et Mechanica*. – 2020. – Vol. 42. – P. 341–354. DOI: 10.2478/sgem-2020-0005
8. Bathurst, R.J. Large-scale triaxial compression testing of geocell-reinforced granular soils / R.J. Bathurst, R. Karpurapu // *Geotechnical Testing Journal*. – 1993. – Vol. 16, no. 3. – P. 296–303. DOI: 10.1520/GTJ10050J
9. Soil-geosynthetic interaction under triaxial conditions: shear strength increase and influence of the specimen dimensions / R. Anjos, D. Carlos, S. Gouveia, M. Pinho Lopes, W. Powrie // *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*. – 2023. – Vol. 9, no. 83. DOI: 10.1007/s40891-023-00502-6
10. Schlosser, F. Recent results in french research on reinforced earth / F. Schlosser, N.T. Long // *Journal of the construction Division*. – 1974. – Vol. 100, no. 3. – P. 233–237. DOI: 10.1061/JCCEAZ.0000429
11. Deformation and strength of geogrid-reinforced granular soil at plane strain conditions / T. Higuchi, K. Ishihara, Y. Tsukamoto, T. Masuo // *Soils and foundations*. – 1998. – Vol. 38, no. 1. – P. 221–227. DOI: 10.3208/sandf.38.221
12. Gray, D.H. Behavior of fabric-versus fiber-reinforced sand / D.H. Gray, A.M. Asce, T. Al-Refeai // *Journal of Geotechnical Engineering*. – 1986. – Vol. 112, no. 8. – P. 804–820. DOI: 10.1061/(asce)0733-9410(1986)112:8(804)
13. Подковыров, И.А. Контактные характеристики взаимодействия геосинтетического материала с грунтом / И.А. Подковыров, М.С. Казаков, В.Г. Оффрихтер // *Современные технологии в строительстве. Теория и практика*. – 2024. – Т. 1. – С. 52–58.
14. Recent findings about the confining effect of geogrids from large scale laboratory testing / A. Ruiken, M. Ziegler, L. Vollmert, I. Duzic // *Recent findings about the confining effect of geogrids from large scale laboratory testing. 9th International Conference on Geosynthetics*. – 2010. – P. 691–694.
15. Markou, I.N. A study on geotextile-sand interface behavior based on direct shear and triaxial compression tests / I.N. Markou // *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*. – 2018. – Vol. 4, no. 8. DOI: 10.1007/s40891-017-0121-7
16. Atmatzidis, D.K. Sand-geotextile interaction by triaxial compression testing / D.K. Atmatzidis, G.A. Athanasopoulos, C.I. Papantonopoulos // *Proceedings of the 13th International conference on soil mechanics and foundation engineering*. – 1994. – Vol. 3. – P. 1273–1278.

References

1. Rubtsova M.V., Kleveko V.I. Analysis of the possibility of using triaxial test system for the study of strength and deformation characteristics of reinforced soil. *Vestnik Permskogo natsionalnogo issledovatel'skogo politekhnicheskogo universiteta. Stroitel'stvo i arkhitektura*, 2016, vol. 7, iss. 4, pp. 143-150. DOI 10.15593/2224-9826/2016.4.14.

2. M. Zakarka, S. Skuodis, N. Dirgeliene. Triaxial test of coarse-grained soils reinforced with one layer of geogrid, *Applied Sciences*, 2023, no. 13. DOI: 10.3390/app132212480.

3. Rubtsova M.V., Kleveko V.I. Research of the influence of geotextiles on the strength characteristics of clay soil using the results of triaxial tests. *Sovremennyye tekhnologii v stroitelstve. Teoriya i praktika*, 2018, vol. 1, pp. 81-86.

4. Brahimi A., Ahmed A., Belkhatir M., Shahrour I. Laboratory Study of Geotextiles Performance on Reinforced Sandy Soil. *Journal of Earth Science*, 2016, vol. 27, no. 6, pp. 1060-1070. DOI: 10.1007/s12583-015-0621-0.

5. Carlos D., Pinho Lopes M., Lopes M.. Effect of geosynthetic reinforcement inclusion on the strength parameters and bearing ratio of a fine soil. *Procedia Engineering*, 2016, vol. 143, pp. 34-41. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.06.005.

6. Nair A.M., Gali M. Large diameter triaxial tests on geosynthetic-reinforced granular subbases. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2014, vol. 27, no. 4. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001088.

7. Skuodis S., Dirgeliene N., Medzvieckas J. Using triaxial tests to determine the shearing strength of geogrid-reinforced sand. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 2020, vol. 42, pp. 341-354. DOI: 10.2478/sgem-2020-0005.

8. Bathurst R.J., Karpurapu R. Large-scale triaxial compression testing of geocell-reinforced granular soils. *Geotechnical Testing Journal*, 1993, vol. 16, no. 3, pp.296-303. DOI: 10.1520/GTJ10050J.

9. Anjos R., Carlos D., Gouveia S., Pinho Lopes M., Powrie W. Soil–geosynthetic interaction under triaxial conditions: Shear strength increase and influence of the specimen dimensions. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 2023, vol. 9, no. 83. DOI: 10.1007/s40891-023-00502-6.

10. Schlosser F., Long N.T. Recent results in french research on reinforced earth. *Journal of the Construction Division*, 1974, vol. 100, no. 3, pp. 233-237. DOI: 10.1061/JCCEAZ.0000429.

11. Higuchi T., Ishihara K., Tsukamoto Y., Masuo T. Deformation and strength of geogrid-reinforced granular soil at plane strain conditions. *Soils and Foundations*, 1998, vol. 38, no. 1, pp. 221-227. DOI: 10.3208/sandf.38.221.

12. Gray Donald H., Asce A.M., Al-Refeai T. Behavior of fabric-versus fiber-reinforced sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1986, vol. 112, no. 8, pp. 804-820. DOI: 10.1061/(asce)0733-9410(1986)112:8(804).

13. Podkovyrov I.A., Kazakov M.S., Ofrikhter V.G. Contact characteristics of the interaction of geosynthetic material with soil. *Sovremennyye tekhnologii v stroitelstve. Teoriya i praktika*, 2024, vol. 1, pp. 52-58.

14. Ruiken A., Ziegler M., Vollmert L., Duzic I. Recent findings about the confining effect of geogrids from large scale laboratory testing. *Recent findings about the confining effect of geogrids from large scale laboratory testing. 9th International Conference on Geosynthetics*, 2010, pp. 691-694.

15. Markou I.N. A study on geotextile-sand interface behavior based on direct shear and triaxial compression tests. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 2018, vol. 4, no. 8. DOI: 10.1007/s40891-017-0121-7.

16. Atmatzidis D.K., Athanasopoulos G.A., Papantonopoulos C.I. Sand-geotextile interaction by triaxial compression testing. *Proceedings of the 13th International conference on soil mechanics and foundation engineering*, 1994, vol. 3, pp. 1273-1278.