



ГЕОТЕХНИКА

GEOTECHNICS

06
'2017



Болдырев Г.Г., Идрисов И.Х.
 Исследования анизотропного поведения грунтов в условиях сложного напряженного состояния.
 Состояние вопроса. Часть 2. Эффект вращения наибольшего главного напряжения на прочность
 грунта 4

Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф., Закатов Д.С.
 Численные теплофизические исследования оттаивания мерзлых грунтов зондом «НТ-СРТ» 20

Шулятьев О.А., Минаков Д.К.
 Давление свежего бетона на стенки траншеи при устройстве стены в грунте 30

Буланкин Н.Ф.
 Составные железобетонные сваи с цанговым стыком 40

Безволев С.Г.
 Актуализация методики нелинейного расчета консолидации водонасыщенных вязких грунтов 46

Аузин А.А.
 Георадиолокационное обследование фундаментов мостовых сооружений 58

Список геотехнических конференций 67

Рефераты на английском языке 68

Boldyrev G.G., Idrisov I.H.
 State of the art: Studies of the anisotropic behavior of soils under conditions of a complex stress state.
 Part 2. The effect of major principal stress rotation on the soil strength 4

Isaev O.N., Sharafutdinov R.F., Zakatov D.S.
 Numerical thermophysical studies of thawing zone with HT-CPT method 20

Shulyatev O.A., Minakov D.K.
 Wet concrete pressure on the trench walls during diaphragm wall installation 30

Bulankin N.F.
 Joint reinforced concrete piles with tsang junction 40

Bezvolev S.G.
 Actualization of water saturated viscous soils nonlinear consolidation calculation method 46

Auzin A.A.
 GPR Survey of bridge objects foundations 58

List of geotechnical conferences 67

Abstracts in English 68

При поддержке:



Саморегулируемая организация



ИССЛЕДОВАНИЯ АНИЗОТРОПНОГО ПОВЕДЕНИЯ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ СЛОЖНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА.

ЧАСТЬ 2. ЭФФЕКТ ВРАЩЕНИЯ НАИБОЛЬШЕГО ГЛАВНОГО НАПРЯЖЕНИЯ НА ПРОЧНОСТЬ ГРУНТА

STATE OF THE ART: STUDIES OF THE ANISOTROPIC BEHAVIOR OF SOILS UNDER CONDITIONS
OF A COMPLEX STRESS STATE

PART 2. THE EFFECT OF MAJOR PRINCIPAL STRESS ROTATION ON THE SOIL STRENGTH



БОЛДЫРЕВ Г.Г.
Директор по научной работе и инновациям ООО «НПП «Геотек»»,
д.т.н., г. Пенза, g-boldyrev@geotek.ru

ИДРИСОВ И.Х.
Генеральный директор ООО «НПП «Геотек»», к.т.н., г. Пенза,
idrisov@npp-geotek.ru

BOLDYREV G.G.
Director for research and innovation of the «NPP «Geotek»» Ltd, DSc
(Doctor of Science in Technics), Penza, g-boldyrev@geotek.ru

IDRISOV I.H.
General director of the «NPP «Geotek»» Ltd, PhD (Candidate of Science
in Technics), Penza, idrisov@npp-geotek.ru

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Анизотропия грунтов; вращение главных напряжений; прочность и деформируемость; испытания полых образцов.

KEY WORDS

Anisotropy of soils; rotation of principal stresses; strength and deformability; testing of hollow samples.

АННОТАЦИЯ

В статье приведен обзор состояния исследований влияния природной и наведенной анизотропии на прочность и деформируемость сыпучих грунтов. Приведены траектории напряжений и результаты испытаний полых образцов грунта с вращением главных напряжений при статическом и циклическом нагружении. Отмечено явление некоаксильности направлений наибольшего главного напряжения и деформации при нагружении. Направление наибольшего главного напряжения и параметр промежуточного главного напряжения оказывают значительное влияние на изменение напряженно-деформированного поведения песчаных грунтов при монотонном сдвиге.

ABSTRACT

The article gives an overview of the state of studies of the influence of inherently and induced anisotropy on the strength and deformability of sands. The stress trajectories and the results of tests of hollow soil samples with rotation of the mayor principal stress under static and cyclic loading are presented. The phenomenon non-coincidence of principal directions of stress and strain increment is noted. The direction of the mayor principal stress, and the parameter of the intermediate principal stress, have a significant effect on the change in the strained-deformed behavior of sands soil under monotone shear.

Введение

В последние годы определяющие уравнения (модели грун- та) для описания напряженно-деформированного состояния грунтов стали более сложными и включают многие парамет- ры. Значения параметров обычно получают из полевых или (преимущественно) лабораторных испытаний грунтов. Хотя параметры должны иметь физический смысл, некоторые из них находятся путем калибровки рассматриваемой модели грунта на основании данных опытов. В связи с этим необхо- димо накапливать данные испытаний при различных усло- виях и сложном напряженном состоянии с целью оценки су- ществующих и разрабатываемых моделей грунтов.

В настоящее время накоплен большой объем результатов исследований поведения сыпучих грунтов при на- грузении, и предложено много различных моделей грунта с изотропным или кинематическим упрочнением в россий- ской и зарубежной практике [2, 3, 4, 8, 14, 24, 29, 34, 38, 50]. Следует отметить, что большинство из них основаны на дан- ных испытаний с ограниченным диапазоном углов вращения α направления наибольшего главного напряжения и измене- ния параметра промежуточного главного напряжения b .

В отличие от многих других материалов поведение сыпучих грунтов является анизотропным, зависит от истории эффектив- ных напряжений и траектории напряжений при нагружении.

Опыты показывают, что деформационные и, в большей сте- пени, прочностные свойства грунтов зависят от выбранной траектории напряжений или деформаций [1]. Механические свойства грунтов определяются в условиях контролируемых испытаний в лаборатории при условии, что при нагружении образца в нем возникает однородное поле напряжений и де- формаций [12]. Соотношения между приращениями напря- жений и деформаций при любом напряженном состоянии мо- гут быть реализованы путем контролируемого изменения при- рращения деформаций и регистрации возникших эффективных напряжений, или, наоборот, путем задания приращения эф- фективных напряжений и измерения полученных приращений деформаций. Способность средств испытаний создать задан- ную траекторию напряжений/деформаций зависит от типа применяемого контроля нагрузки/напряжений и деформаций при изучении механического поведения образцов грунта.

Траектории напряжений

Напряженное состояние в какой-либо точке P ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) может быть представлено геометрически в пространстве глав- ных напряжений соответствующими значениями их коорди- нат (рис. 1). На рис. 1 прямая линия ON , которая равнонакло- нена по отношению к трем координатным осям, называется гидростатической осью. Каждая точка на этой оси соответ- ствует гидростатическому напряженному состоянию $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Плоскости, перпендикулярные к гидростатиче- ской оси, называются девиаторными плоскостями.

Напряженное состояние, соответствующее вектору OP на рис. 1, может быть разложено на две компоненты. Первая ком- понента ON вдоль гидростатической оси и вторая компонента

NP в девиаторной плоскости перпендикулярно гидростатиче- ской оси. Длины ξ и ρ векторов ON и NP , соответственно, определяются:

$$\begin{aligned} \xi &= 1/\sqrt{3} I_1 = \sqrt{3} \sigma_{\text{окт}}, \\ \rho &= \sqrt{2J_2} = \sqrt{3} \tau_{\text{окт}}, \end{aligned} \quad (1)$$

где инварианты тензора напряжений I_1, I_2, I_3 определяются следующим образом:

$$\begin{aligned} I_1 &= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 3\sigma, \\ I_2 &= \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1, \\ I_3 &= \sigma_1\sigma_2\sigma_3. \end{aligned} \quad (2)$$

Таким образом, ξ и ρ определяют гидростатическую и де- виаторную часть напряженного состояния представленного вектором OP .

На рис. 1, z координатные оси $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ перенесены на де- виаторную плоскость. Угол α на этом рисунке измеряется от положительного направления оси σ_1 к вектору NP . Этот угол изменяется в интервале от 0 до 60°.

Возможны два случая нагружения образцов грунта в усло- виях трехосного сжатия: простое (иногда его называют моно- тонным нагружением) и сложное. Простое нагружение харак- теризуется тем, что компоненты напряжения возрастают в течение опыта пропорционально одному параметру, при этом форма тензора напряжений и его главные направления все время сохраняются. При сложном нагружении направле- ния главных осей и взаимоотношения главных напряжений могут изменяться.

Нагружение образца грунта по заданной траектории напря- жений определяет его поведение в пространстве главных на- пряжений и деформаций. Так как приборы истинного трех- осного сжатия позволяют независимо изменять главные на- пряжения, то возможно изучение поведения грунта в выбран- ном квадранте пространства главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$.

На рис. 1, z показано изменение девиатора напряжений в октаэдрической плоскости, началу координат соответствует определенный уровень гидростатического сжатия $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \text{const}$. Простое нагружение отображается прямой линией NP на рис. 1, z всякая иная ломаная линия предст- авляет сложное нагружение.

Опыты при простом нагружении реализуются в стандарт- ных приборах трехосного сжатия, а при сложном нагружении в приборе истинного трехосного сжатия или в приборах с кручением полых цилиндрических образцов.

Наиболее часто используемые траектории нагружения при испытании грунтов в условиях осесимметричного деформи- рования приведены на рис. 1. На рис. 1, a, b показана плоскость трехосных (стабилометрических) испытаний, в которой $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$. В этой плоскости находится пространственная диагональ, на которой выполняется условие гидростатического сжатия ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), здесь же показана октаэдрическая плос-

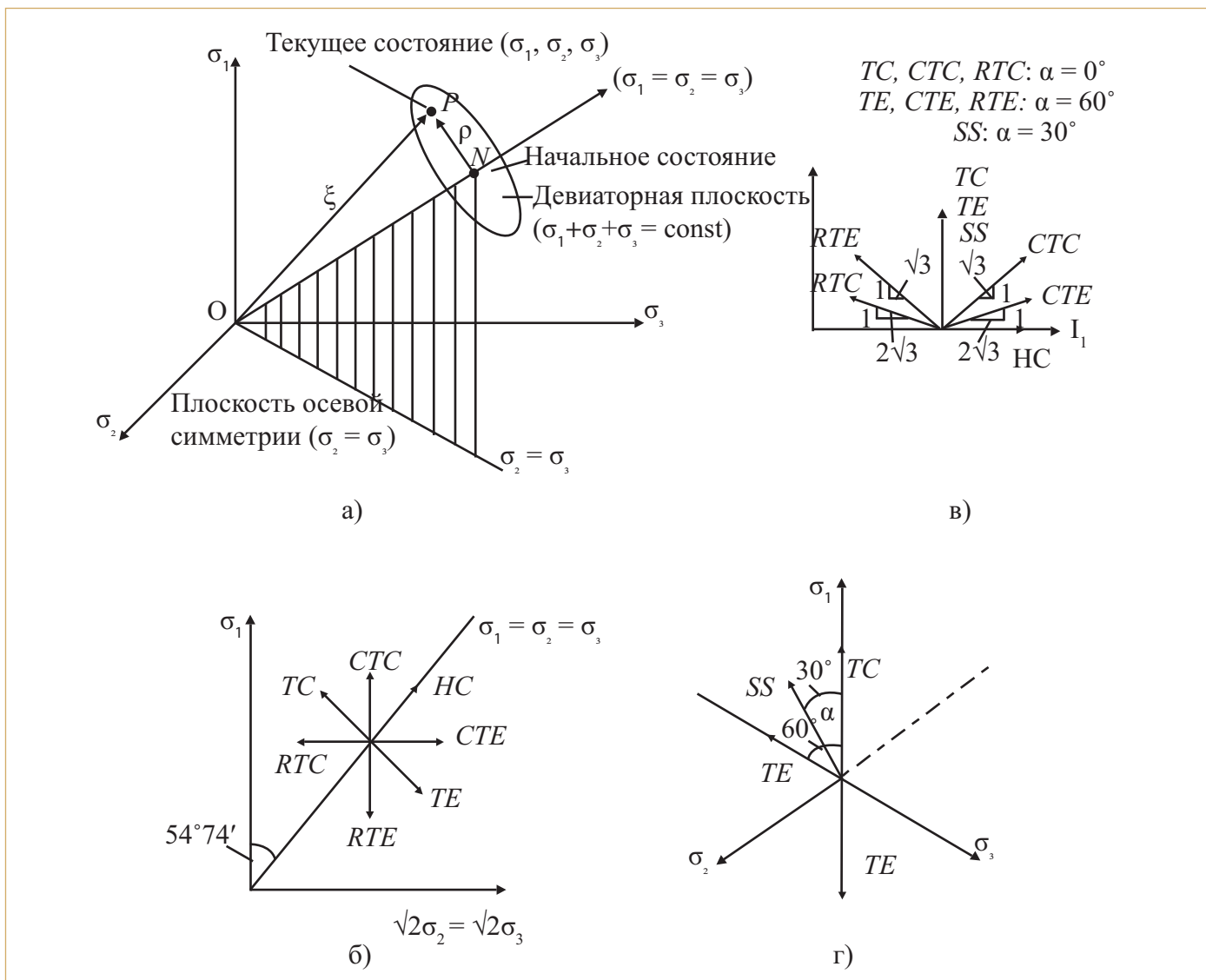


Рис. 1. Траектории нагружения в различных пространствах напряжений: а — пространство главных напряжений и плоскость осесимметричной деформации; б — плоскость осесимметричной деформации в главных напряжениях; в — плоскость осесимметричной деформации в девиаторах напряжений; г — октаэдрическая (девиаторная) плоскость

кость или плоскость девиаторного нагружения перпендикулярная оси гидростатического сжатия. На рис. 1, в показаны траектории нагружения на плоскости первого (I_1) и второго (J_2) инвариантов напряжений, когда $\alpha = const$, а на рис. 1, г траектории нагружения при $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = const$ и переменном угле α .

В общем случае простого нагружения в девиаторной плоскости (рис. 1, б, в) главные напряжения изменяются независимо $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$, но отношение между приращениями добавленных напряжений $\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_2/\Delta\sigma_3$ остается постоянным в процессе нагружения. Это характеризуется постоянством угла наклона траектории нагружения α .

Основываясь на различных приведенных соотношениях, поверхность прочности $f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$ или $f(I_1, I_2, I_3) = 0$ можно представить геометрически через ξ, ρ, α .

Общую форму поверхности прочности в пространстве главных напряжений лучше представить при помощи двух

сечений: меридианной плоскостью (рис. 2, а) и девиаторной плоскостью (рис. 2, б). Сечение девиаторной плоскостью при произвольном значении инварианта $\xi = const$ показывает поперечную форму поверхности разрушения или ее след в девиаторной плоскости. Сечение меридианной плоскостью при $\theta = const$ показывает очертание поверхности между осью гидростатического давления и предельной огибающей.

Вследствие того, что поверхность прочности, как правило, симметрична относительно гидростатической оси, то в опытах ограничиваются исследованиями в секторе $0 < \alpha < 60^\circ$. В общем случае, в особенности для сыпучих сред, поверхность прочности несимметрична относительно оси гидростатического давления. Меридиан сжатия ρ_c оказывается больше меридиана расширения ρ_r , что показано на рис. 2, б. Опыты, выполненные по траектории сжатия (СТС), дают значения прочности отличные от испытаний по траектории расширения (СТЕ).

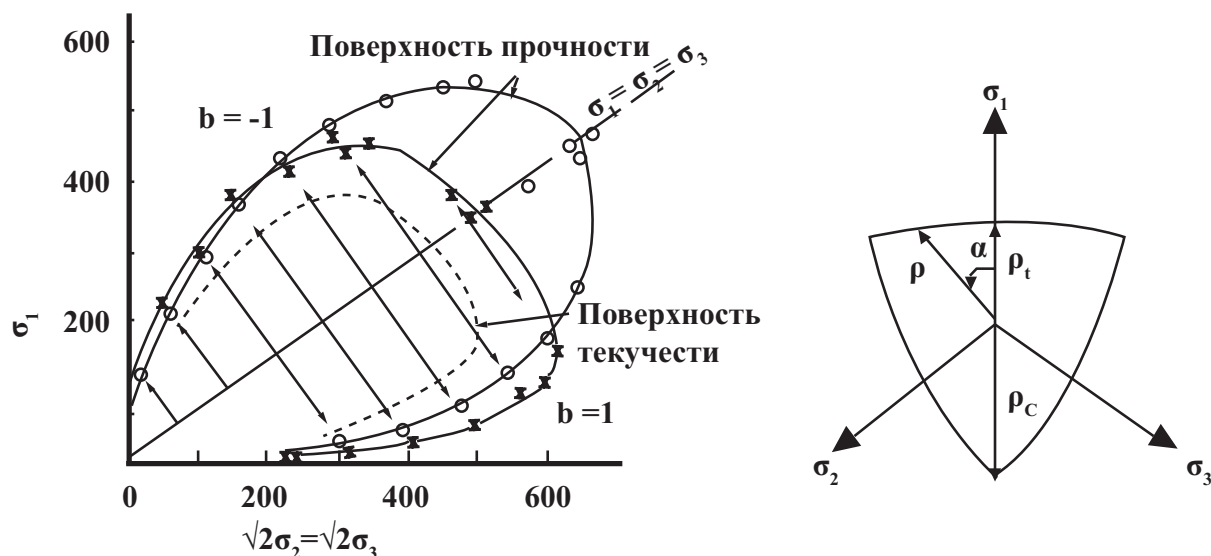


Рис. 2. Форма поверхности прочности в меридианной (а) и девиаторной (б) плоскостях

Известные модели грунта отличаются друг от друга видом огибающей прочности в меридианной и девиаторной плоскостях пространства главных напряжений. На рис. 3, а показан вид поверхности прочности в девиаторной плоскости ряда известных моделей материалов, а на рис. 3, б — очертание поверхности, найденной из опытов при анизотропном поведении грунтов.

Траектории напряжений в испытаниях полых цилиндрических образцов

Для исследования поведения грунта при различных траекториях напряжений следует провести серию испытаний образцов грунта в условиях истинного трехосного сжатия или испытания полых цилиндрических образцов грунта. Последний тип испытаний позволяет реализовать не только условия простого нагружения, но и испытания с непрерывным вращением оси наибольшего главного напряжения.

Подобные испытания проводятся, как правило, в исследовательских целях и могут быть разделены на два типа:

1. Испытания с фиксированным направлением наибольшего главного напряжения при постоянном угле наклона α оси наибольшего главного напряжения отражены в работах зарубежных исследователей [6, 15, 26, 31, 35, 56, 57, 61, 62]. Траектории напряжений в девиаторной плоскости показаны на рис. 4.
2. Испытания с вращением наибольшего главного напряжения с переменным углом α согласно работам [9, 10, 11, 17, 19, 37, 41, 42, 61]. Траектории напряжений в девиаторной плоскости показаны на рис. 5.

На рис. 4 показаны траектории напряжений в девиаторной плоскости при монотонном нагружении с различным наклоном оси наибольшего главного напряжения от 0° до 90° . Первоначально выполняется изотропная консолидация до заданной величины среднего напряжения, а затем сдвиг. Нагружение выполняется с контролем деформации или напряжений в усло-

виях недренажного или дренажного сдвига. При дренажном сдвиге следует обеспечивать контроль оттока поровой воды, для чего нагружение следует выполнять достаточно медленно со скоростью менее $0,05\%/мин$. При угле наклона $\alpha < 45^\circ$ образец сжимается. Для $\alpha > 45^\circ$ образец расширяется. Однако при $\alpha = 45^\circ$ образец не сжимается и не расширяется, траектория напряжений находится в «мертвой» зоне по данным опытов из [12]. Значение параметра промежуточного главного напряжения b принимается постоянным. Если исследуется влияние параметра b на прочность грунтов, то его значение принимается переменным, например, $b = 0,25; 0,5; 0,75; 1,0$.

В испытаниях с непрерывным вращением оси наибольшего главного напряжения изначально выполняется монотонное нагружение в вертикальном направлении до заданного значения коэффициента напряжений σ_1/σ_3 , в то время как среднее напряжение сохраняется постоянным. После этого ось наибольшего главного напряжения вращается непрерывно против часовой стрелки (B, C, D, E, B), как показано на рис. 5, при дренажных или недренажных условиях, а девиатор напряжения (q), среднее напряжение (p) и параметр b сохраняются постоянными. В этом случае, нагружение выполняется с управлением четырьмя параметрами (p, q, b, α). Количество циклов вращения определяется программой испытаний.

В настоящее время Tong и Mei [42] разработаны способы независимого управления отмеченными выше параметрами. В последней работе данных авторов приведен метод независимого управления нагружением, предложены траектории напряжений для четырех параметров, которые могут быть созданы и представлены в трехмерной системе координат. Кроме того, они предложили зависимость между внутренним и внешним давлением и обобщенную траекторию напряжений, основываясь на циклическом вращении главного напряжения с постоянным значением параметра b .

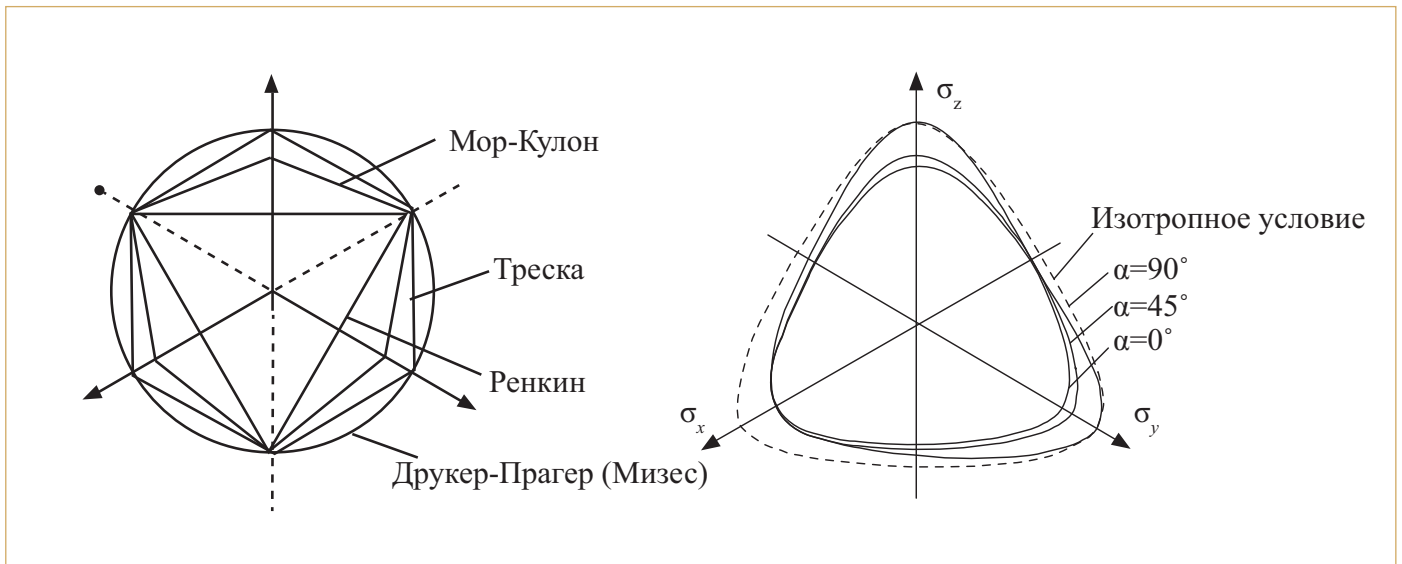


Рис. 3. Поверхности прочности в девиаторной плоскости: а — известные модели материалов; б — анизотропное поведение грунта из [8]

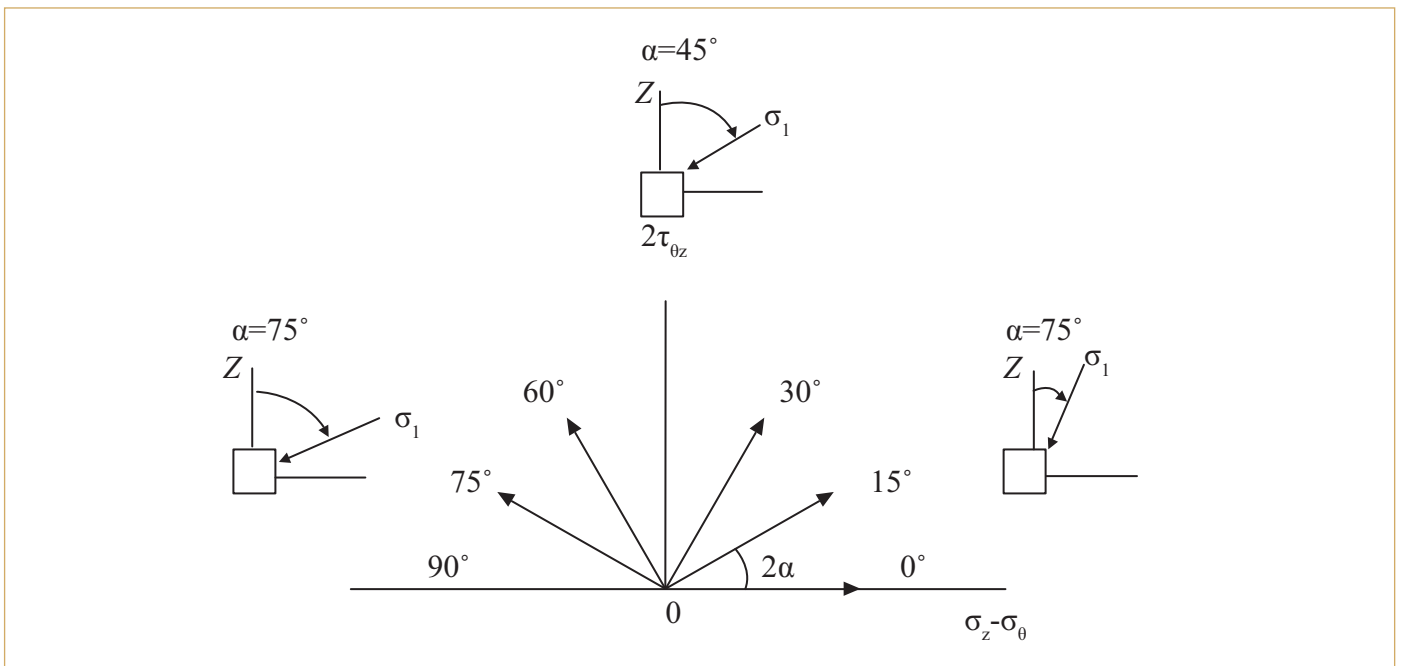


Рис. 4. Траектории напряжений в испытаниях с монотонным нагружением по [51]

Управляя осевой нагрузкой, крутящим моментом, внутренним и внешним давлениями можно создать внутри образца напряжения: $\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta, \tau_{z\theta}$. В общем случае значения трех главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, совместно с ориентацией наибольшего главного напряжения могут контролироваться независимо друг от друга.

Процедура испытаний

Подготовка образца грунта

Выполненные ранее зарубежные экспериментальные исследования в публикациях [13, 21, 27, 28, 33, 48, 55, 63] по-

казали существенное влияние способа формирования песчаного образца грунта на его механические свойства. Оказалось, что процедура подготовки образцов песка, включающая отсыпку навески песка с контролируемой высоты, способ уплотнения трамбовкой или вибрацией, количество уплотняемых слоев, пространственная ориентация зерен песка, форма частиц и др. влияют на результаты испытаний.

Японский исследователь Ishihara полагает, что метод подготовки образцов песка путем осаждения частиц в воде позволяет получить однородную плотность и пористость [13]. При подготовке полого цилиндрического образца навеска пес-

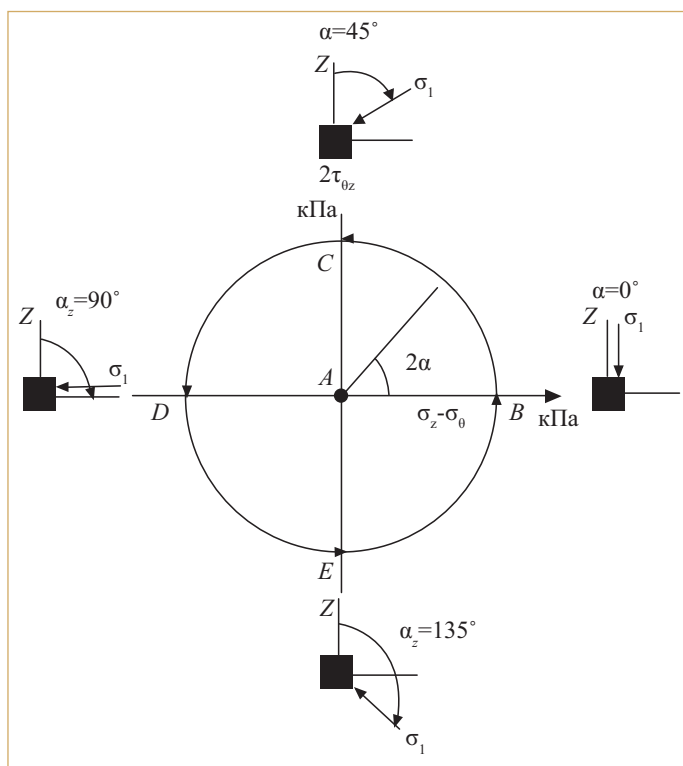


Рис. 5. Траектории напряжений с вращением наибольшего главного напряжения из [51]

ка высыпается в воду, которой заполнена полость между наружной и внутренней оболочками. Удаление защемленного воздуха выполняется путем непрерывной циркуляции подаваемой воды.

При подготовке образцов связного грунта исходят из того, чтобы минимально нарушить структуру образца при его вырезании из монолита. Поэтому внешний диаметр принимается близким к диаметру грунтоноса. Обычно внешний диаметр доводится из керна до 100 мм с требованием минимального нарушения структуры. Внутренний диаметр принимается равным 50–60 мм.

Talesnic и Frydman [40] предложили использовать метод электроосмоса при вырезании внутренней цилиндрической полости из сплошного цилиндрического образца глинистого грунта. Электроосмос предполагает прохождение прямого электропотенциала через монолит глины. Падение потенциала вызывается движением поровой жидкости от положительного электрода к отрицательному электроду. Так как глина имеет очень низкую проницаемость, то процесс движения жидкости очень медленный. Однако возникает другой эффект, эффект «смазывания» отрицательного электрода. Используя стальную нить в качестве отрицательного электрода, удается снизить в значительной степени прилипание глинистых частиц к ее режущей части. Потенциала в 40 В достаточно для обработки внешней стороны образца и 10 В для вырезания внутренней части образца грунта. Исследования показывают, что за время, затрачиваемое на подготовку образца с помощью электроосмоса, не происходит существенного изменения

влажности в образце грунта. Для примера, влажность изменяется на 1,7% при падении потенциала в 40 В и на 12,6% при падении потенциала в 80 В.

Образцы грунта формируются в специальной разборной форме с внутренним диаметром 100 мм. Для создания внутреннего диаметра используется жесткий пластиковый цилиндр диаметром 50 мм, который фиксируется с помощью решетчатой пластины основания. Воск используется для внутренней поверхности пресс-формы, на внешней поверхности пластикового цилиндра и на нижнем штампе перед установкой разъемной пресс-формы на опорной плите.

Образец грунта подготавливают следующим образом. Сначала высушенную в печи массу грунта тщательно перемешивают с водой и затем разделяют на семь порций. Затем каждую порцию грунта высыпают в форму и подвергают формованию, аккуратно заполняя требуемый объем. Верхняя часть каждого слоя выравнивается до добавления материала следующего слоя. Легкая трамбовка используется для уплотнения грунта в слоях внутри формы. После образования образца внутренний пластиковый цилиндр удаляется. Образец помещается на основание рабочей камеры и внешняя форма осторожно удаляется так, чтобы не было нарушения образца. Внутренняя мембрана прикрепляется к основанию рабочей камеры до формования образца. Далее устанавливается верхний штамп, фильтрующие полоски и закрепляется внешняя мембрана. Толщина резиновой мембраны составляет 0,35 мм. Затем устанавливается цилиндр рабочей камеры и верхняя крышка. Верхняя и нижняя линии дренажа соединяются с линией подачи и отвода воды.

После полной сборки рабочей камеры для промывки используется деаэрированная вода. При подаче ее от нижнего выпускного отверстия к верхней выпускной трубке сохраняется эффективное всестороннее давление в камере 8 кПа (внутреннее и внешнее давление в камере 15 кПа и обратное давление снизу образца составляет 7 кПа), при этом удаляется захваченный воздух в образце. Верхний дренажный клапан должен быть открыт для удаления вовлеченного воздуха. Через 3 часа промывки и прохождения воды через верхний дренаж можно создавать требуемое противодавление. Желательно, чтобы для всех образцов было получено значение параметра Скемптона $B_q = 0,96–0,98$.

Из-за пластичности глин, при подготовке полых цилиндрических образцов, возникают такие проблемы, как неоднородность, сложность полного водонасыщения и микротрещины. С целью решения этих проблем в работе Tong с соавторами [43] предложен новый способ подготовки полых образцов из перемятой глины. Устройство для подготовки образцов показано на рис. 6 и состоит из трех частей: опорная часть, форма и уплотнитель.

Для получения однородного образца рекомендуется его делать из 10 слоев. Грунт засыпается в форму, которая расположена на подвижной раме, с возможностью подъема гидравлическим домкратом.

Водонасыщение образца из связного грунта представляет проблему из-за низкой проницаемости подобных грунтов. Ав-

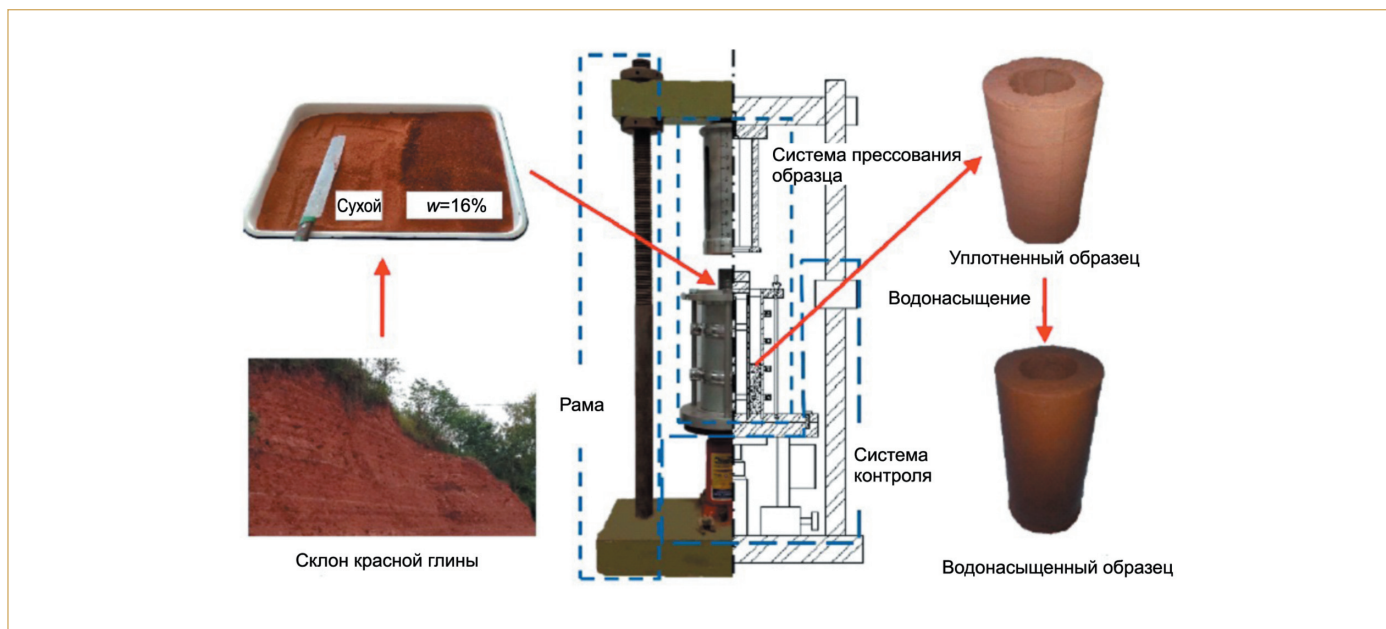


Рис. 6. Устройство для подготовки полых образцов и процесс подготовки из работы [43]

торы предлагают использовать для этой цели специальное устройство, показанное на рис. 7.

Управление нагружением

После водонасыщения образцы изотропно консолидируют при одинаковых внутреннем и внешнем давлениях. Значения давлений консолидации, как и траектория напряжений, принимаются программой испытаний. Например, Kumruzzaman и Yin [15] в 2010 году провели испытания по семи различным траекториям напряжений с постоянными углами вращения наибольшего главного напряжения $\alpha = 0^\circ, 23^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 67^\circ$ и 90° путем управления вертикальным нормальным напряжением $\Delta\sigma_z$ и касательным напряжением, $\Delta\tau$ так, чтобы $2\alpha = \text{tg}^{-1}(2\Delta\tau/\Delta\sigma_z)$ сохранялось постоянным. С тем же внутренним и внешним давлением в полый образец при комбинации осевой нагрузки и момента можно вращать главное напряжение и одновременно изменять параметр промежуточного главного напряжения b . Зависимость между углом направления главного напряжения, и вертикалью α , и параметром промежуточного главного напряжения b , выражается как $b = \sin 2\alpha$.

Пренебрегая эффектами мембраны и полагая равномерное распределение напряжений в поперечном сечении образца, изменение вертикального и горизонтального напряжений можно вычислить, как

$$\Delta\sigma_z = W/A, \Delta\tau_{\theta z} = 3M/2\pi(r_0^3 - r_i^3), \quad (3)$$

где W — осевая нагрузка, A — площадь поперечного сечения образца, M — крутящий момент, приложенный к образцу, r_0 и r_i — внешний и внутренний радиус соответственно.

Испытания проводятся с создания гидростатического напряженного состояния в образце, принимая $\sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_z$. Затем,

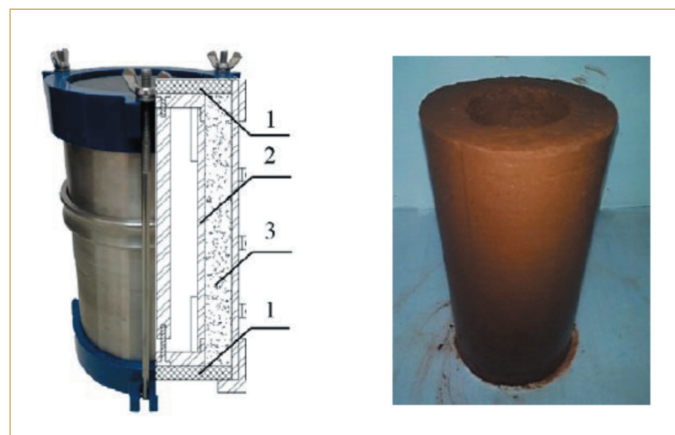


Рис. 7. Полый цилиндрический образец и его водонасыщение: а — устройство водонасыщения и его сечение; б — водонасыщенный образец. 1 — пористый камень; 2 — внутренняя форма; 3 — полый цилиндрический образец согласно [43]

прикладывая осевое и касательное напряжения, изменяют отношение между наибольшим и наименьшим главными напряжениями, так как показано на рис. 4. Если отношение $\Delta\tau_{\theta z}/\Delta\sigma_z$ остается постоянным, то и угол α остается постоянным, и мы имеем случай простого (монотонного) нагружения. В противном случае σ_1 и σ_3 вращаются. Изменяя давление в камере, можно изменить значение σ_2 . Если испытания недренированные, то эффективное значение σ_2 не изменяется с изменением давления в камере.

Результаты измерений для осевого и тангенциальных напряжений должны быть скорректированы с реальными значениями внутреннего и внешнего радиуса. Обновленные текущие значения внутреннего и внешнего радиуса во время сдвига можно рассчитать с использованием урав-

нений, предложенных в 1986 г. в работе Tatsuoka с соавторами [39]:

$$\begin{cases} r_0 = \sqrt{\frac{1}{1-\varepsilon_z}} r_0 \\ r_i = \sqrt{\frac{1}{1-\varepsilon_z}} r_i \end{cases}, \quad (4)$$

где ε_z — осевая деформация.

В процессе испытаний важно сохранять постоянным выбранное значение угла наклона α вплоть до разрушения образца грунта. На практике используется несколько методов. Первый метод был предложен Saada в [32], который использовал следующее выражение:

$$\frac{1}{2} \operatorname{tg}(2\alpha) = \frac{\Delta\tau_0}{\Delta\sigma_z} = k \quad (5)$$

При выполнении этого уравнения учитывается коррекция жесткости внутренней и внешней резиновой оболочки, трение в плунжере, податливость системы и выталкивание нагрузочного штока давлением в рабочей камере. В этом методе необходимо сохранять однозначное соотношение (5) между углом наклона α и коэффициентом приращения напряжений, k при равном внутреннем и внешнем давлениях на полый образец грунта. Если $\alpha = 30^\circ$, то соответствующее значение $k = 0,866$. Отношение приращения касательного напряжения к вертикальному напряжению равно 0,866. Контроль нагружения вертикальным усилием и моментом в течение всего опыта выполняется, удовлетворяя условию:

$$0,866 \Delta\sigma_z - \Delta\tau_0 = 0, \quad (6)$$

Выполнить точно условие (6) — невозможно, поэтому необходимо задать определенную величину сходимости, которая принимается достаточно малой от 0,005 до $-0,003$. Этот метод работает надежно до осевой деформации 2%, после чего наблюдается флуктуация значений вертикальных и касательных напряжений. Эта флуктуация вызвана включением и выключением привода, создающего крутящий момент, что в результате оказывает влияние на деформационное поведение грунта (рис. 8, 9). Флуктуация оказывается более выраженной для образцов грунта меньшей жесткости из-за генерации избыточного порового давления в течение недренированных испытаний.

В рассмотренном методе нагружение выполняется с контролем напряжений, однако, несмотря на это, в опытах достигается постоянство скорости деформации сдвига. Это наблюдение привело к предположению, что нагружение можно выполнять с постоянной скоростью деформации как для вертикальных, так и для касательных напряжений. Скорость деформации синхронизируется таким образом, чтобы выполнялось условие (5), т.е. она может быть различной. Например, для осевых напряжений — 0,025%/мин до 1% и далее 0,05%/мин, а для скорости вращения — 0,564 град/мин.

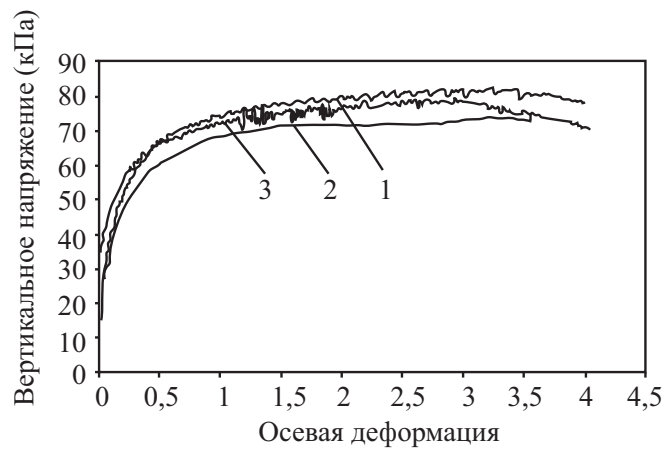


Рис. 8. Зависимость между вертикальным напряжением и осевой деформацией для различных методов управления нагружением по [20]: 1 — первый метод, 2 — второй метод; 3 — третий метод

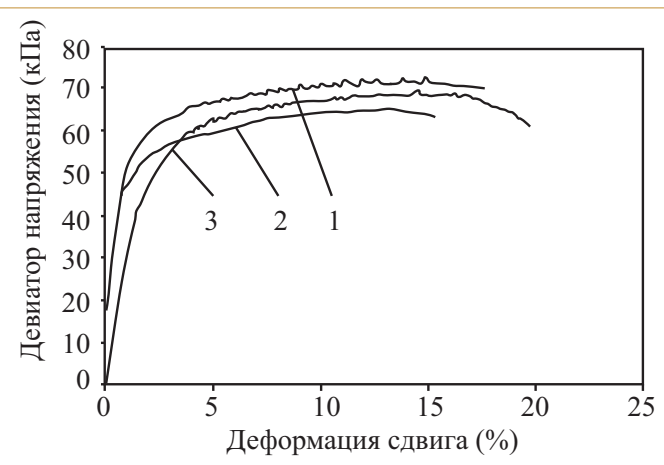


Рис. 9. Зависимость между касательным напряжением и деформацией сдвига для различных методов управления нагружением по [20]: 1 — первый метод, 2 — второй метод; 3 — третий метод

В этом случае удается сохранить значение угла наклона α близким к 30° .

Использование второго метода позволяет уменьшить флуктуацию в вертикальных и касательных напряжениях, как показано на рис. 8, 9. Недостатком данного метода является сложность сохранения постоянным значение угла α , в особенности на начальных ступенях нагружения.

В третьем методе используется PID регулятор. Этот алгоритм основан на регулировании выходного канала устройства управления до совпадения с заданной величиной напряжения. PID регулятор включает три части процесса управления: P — пропорциональную часть; I — интегральную часть и D — дифференциальная часть, используя уравнение:

$$O(t) = Pe(t) + I \int e(t) dt + D \frac{de}{dt} \quad (7)$$

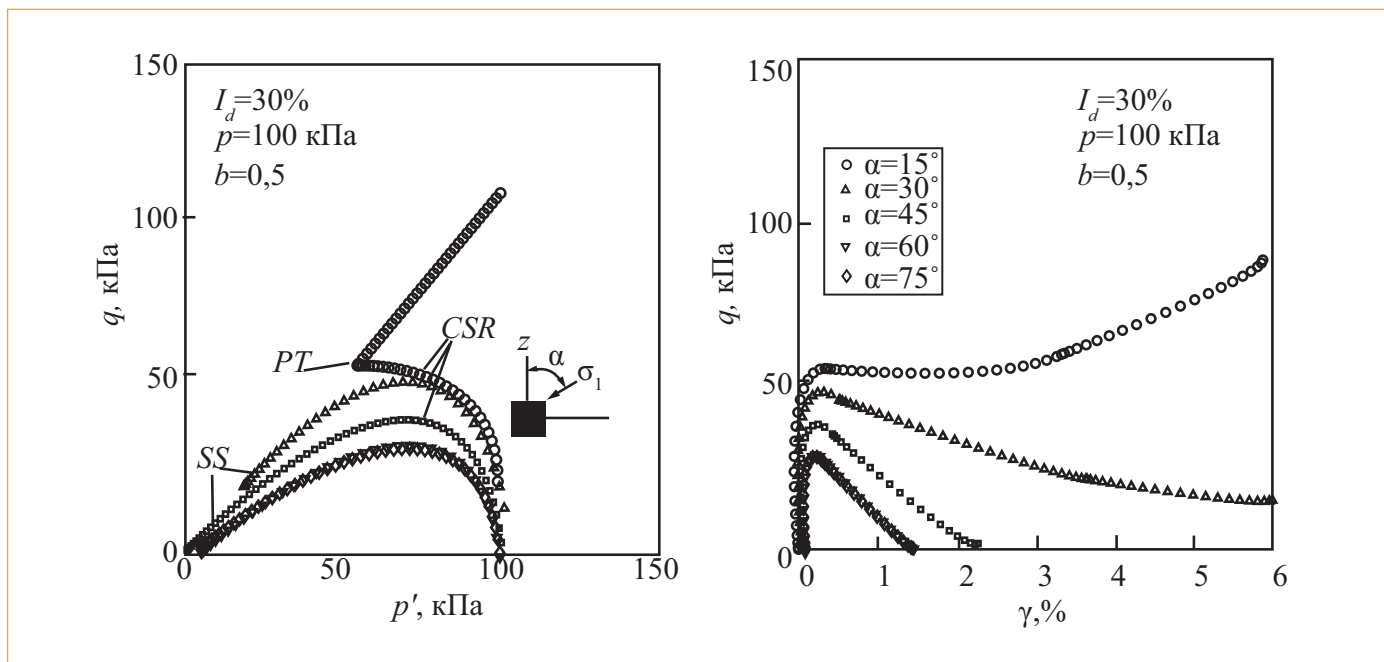


Рис. 10. Влияние вращения наибольшего главного напряжения на прочность песка из [37]

В выражении (7) $e(t)$ является ошибкой управления и определяется как разница между целью и введенным значением для любого периода времени. PID алгоритм минимизирует различия, регулируя выводное значение. Цель контроля — удовлетворить уравнению (6) для соответствующих значений α в процессе опыта. Приращения вертикального напряжения $\Delta\sigma_z$ увеличиваются с контролем деформации, а приращения касательных напряжений $\Delta\tau_{\theta}$, соответственно, регулируются. Так как условие (6) отклоняется от нулевого значения, то PID контроль или увеличивает, или уменьшает момент кручения, что приводит к изменению касательного напряжения, значение условия (6) при этом приближается к нулю. PID контроль позволяет очень тонкое регулирование касательного напряжения на непрерывной основе в противоположность включению и выключению, когда используется первый метод.

Применение PID контроля позволяет избежать пиков и падений в вертикальных и касательных напряжениях, имеющих место в первом методе, и поддерживать необходимое значение α лучше, чем второй метод, практически с начала испытания.

Типичные результаты испытаний

Испытания, выполненные рядом зарубежных авторов [5, 18, 25, 51] и др. с песчаным грунтом показали, что этому виду грунтов присуща естественная анизотропия, и поэтому деформации сдвига и прочностные характеристики песка зависят от направления главных напряжений.

Испытания песчаных грунтов в условиях недренированного сдвига с контролем деформации (непрерывное нагружение) показывают на возникновение эффекта разупрочнения (рис. 10). Недренированные испытания были выполнены с приращением угловой деформации сдвига $d\theta = 0,1^\circ/\text{мин}$,

при постоянном среднем напряжении 100 кПа, параметре $b = 0,5$ и различных значения угла α .

Из рис. 10 видно влияние вращения наибольшего главного напряжения σ_1 на деформационные и прочностные свойства песка. Прочность песка уменьшается по мере роста угла α , наименьшее значение прочности имеет место в интервале $\alpha = 60-90^\circ$. В тоже время, значение модуля сдвига, которое можно найти по начальному участку зависимости «девиатор напряжения — деформация сдвига» практически одинаков, так как все кривые до девиатора 50 кПа почти совпадают друг с другом. Следовательно, параметры деформируемости при упругом поведении песка в меньшей степени зависят от вращения главных напряжений. Выполненные исследования показывают, что напряженно-деформированное состояние песка зависит от его начальной плотности ($I_d\%$) и величины отклонения наибольшего главного напряжения α . Чем больше этот угол, тем более выражен эффект разупрочнения песка при сдвиге.

Количество траекторий нагружения, которые могут быть реализованы путем комбинации осевой нагрузки и момента практически неограниченно. На рис. 11, а, б показаны эффективные траектории напряжений и кривые зависимости «напряжение — деформация» для песка, подверженного фиксированному отношению касательных и нормальных напряжений в опытах на кручение. Из рис. 11, б видно влияние траекторий нагружения на прочность песка и в меньшей степени на его деформируемость.

Результаты испытаний с вращением наибольшего главного напряжения с полыми образцами в условиях консолидированно-недренированного сдвига были сопоставлены с подобными испытаниями в условиях истинного трехосного сжатия в [15]. Оказалось, что девиатор напряжения, а также избыточ-

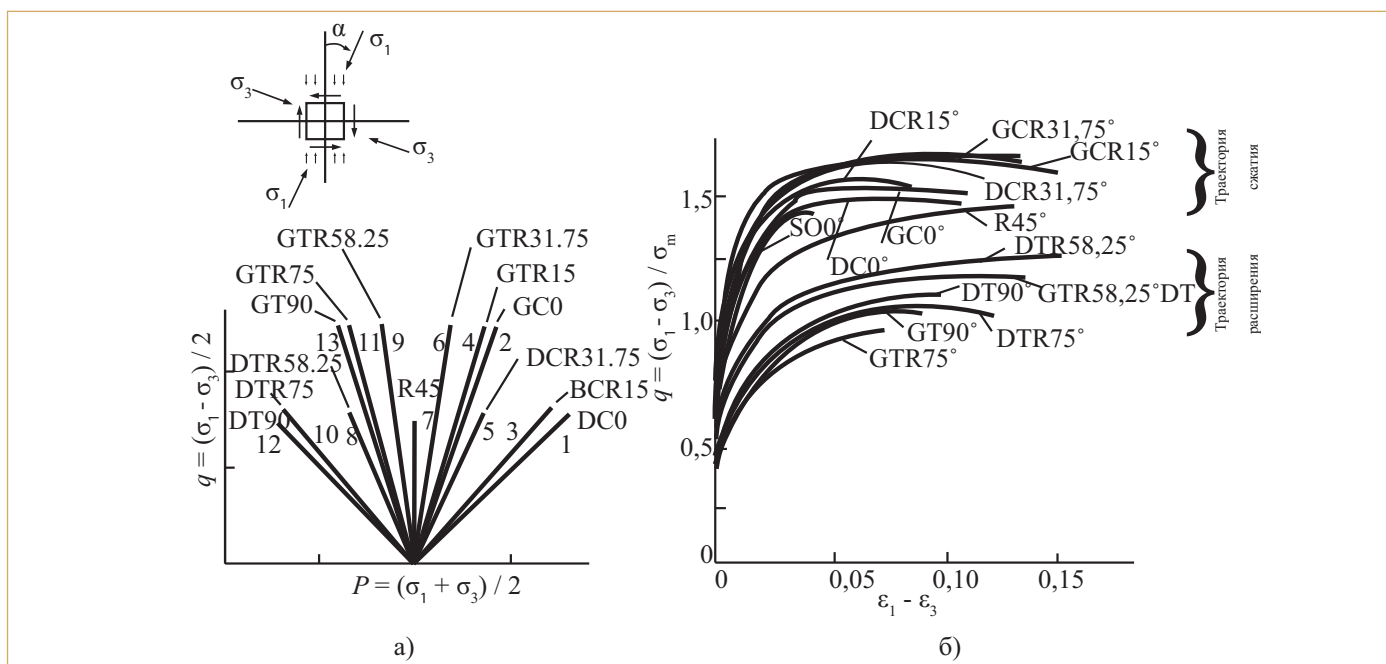


Рис. 11. Траектории напряжений (а) и нормализованные кривые «девиатор напряжения — деформация сдвига» (б) анизотропного песка из [37]

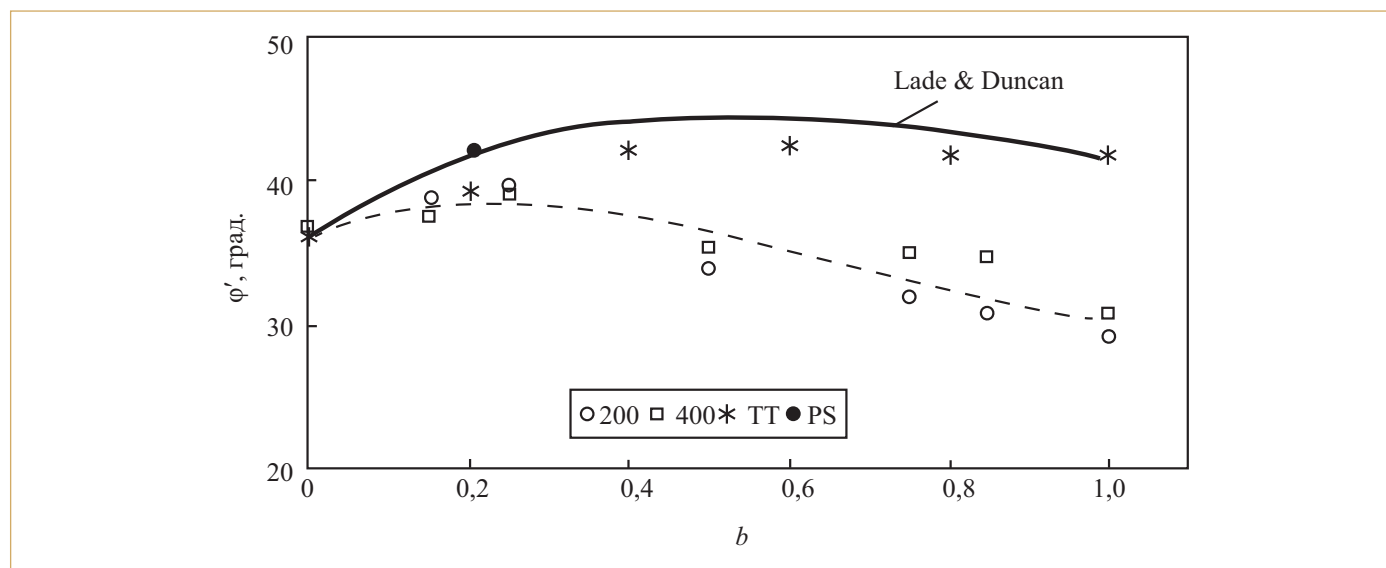


Рис. 12. Сравнение углов внутреннего трения из трехосных испытаний и испытаний полых образцов в [15]

ное поровое давление уменьшаются с ростом угла α . Параметры прочности (ϕ , c) и коэффициент порового давления (u/σ_1) также зависят от наклона наибольшего главного напряжения. Выявлено значительное влияние промежуточного главного напряжения на прочность грунта (рис. 12). Угол внутреннего трения первоначально увеличивается с ростом наклона наибольшего главного напряжения до 30° . После этого наблюдается постепенное уменьшение угла внутреннего трения для более широкого диапазона наклонов от 30° до 90° . Сравнение параметров прочности при повороте главного напряжения с подобным из испытаний в условиях истинного

трехосного сжатия показывает выраженные эффекты кросс-анизотропии для наклонов выше 30° . Локализация деформации также способствовала снижению параметров прочности грунта в более широком диапазоне наклонов.

В работе Yang с соавторами [51] и Lintao [18] представлены результаты исследований анизотропно напряженно-деформированного поведения песка в дренированных условиях при монотонном нагружении полого цилиндрического образца в приборе GDS (Geotechnical Consulting and Testing System). Из-за ограничений проведения испытаний в приборе GDS, значение α не может точно контролироваться при очень малом

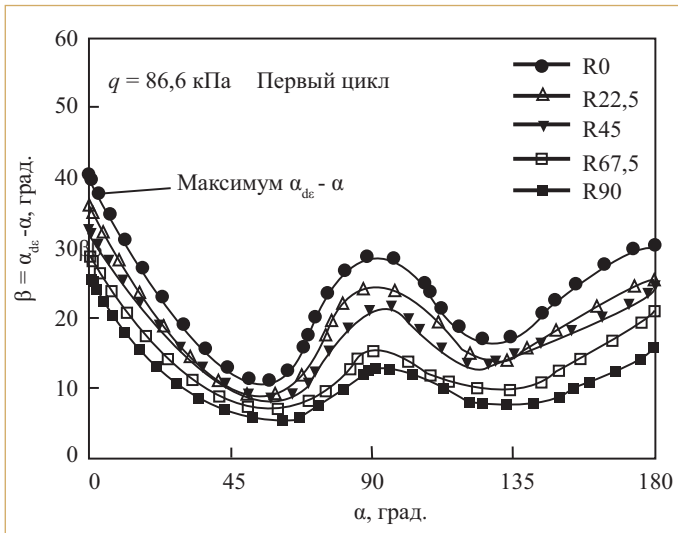


Рис. 13. Некоаксиальность углов в зависимости от направления наибольшего главного напряжения [60]

девиаторе напряжений. Поэтому во всех испытаниях был применен девиатор напряжения в 15 кПа с использованием заданной траектории напряжений, прежде чем вращать направление наибольшего главного напряжения.

В опытах выявлена некоаксиальность между направлениями скоростей главных напряжений и главных деформаций, которая ранее была описана в работах [7, 10, 16, 22, 23, 30, 37, 47, 51, 54, 58, 59].

Зависимость между параметром некоаксиальности (β) и направлением наибольшего главного напряжения α в первом цикле вращательного сдвига показана на рис. 13. Видно, что максимум значения параметра некоаксиальности (40°) имеет место при $\alpha = 0^\circ$, и он уменьшается с ростом α , принимая минимальное значение при $\alpha = 70^\circ$, после чего опять увеличивается и приближается к другому пику при $\alpha = 90^\circ$. Как видно из рис. 14, степень некоаксиальности постепенно уменьшается с ростом количества циклов и стабилизируется после 5 циклов.

На рис. 15 приведены типичные результаты испытаний плотного песка, которые также показывают зависимость прочности плотного песка от направления наибольшего главного напряжения.

На рис. 16 показана форма разрушения (моды деформации) образцов песка при различном угле наклона наибольшего главного напряжения из серии испытаний. Как видно из рис. 16, мода деформации в виде «бочонок» наблюдается в опытах при $\alpha = 0^\circ, 15^\circ$ и 30° , а мода деформации в виде «шейка» при $\alpha = 60^\circ$ и 75° . Пересекаемые полосы сдвига наблюдаются при $\alpha = 0^\circ$ и 90° . Для образца с $\alpha = 15^\circ$ характерны несколько наклоненных полос сдвига, на равном расстоянии друг от друга. Угол между направлением наибольшего главного напряжения и ориентацией полос сдвига может быть выражен, как:

$$\theta = 45^\circ \pm \varphi / 2$$

где φ — угол внутреннего трения.

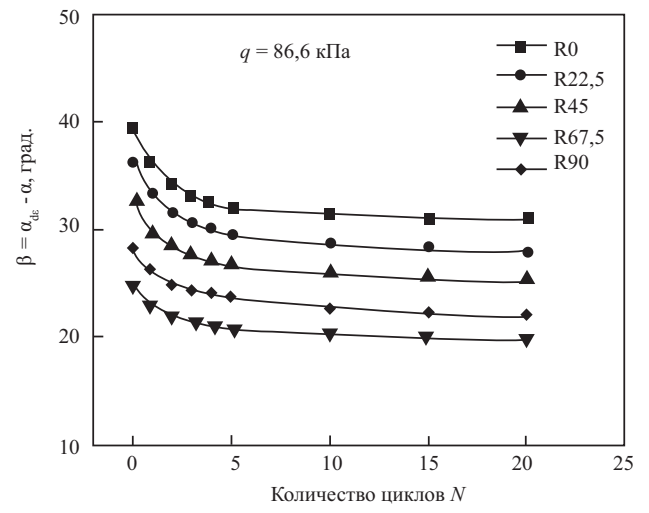


Рис. 14. Некоаксиальность углов в зависимости от количества циклов вращательного сдвига [60]

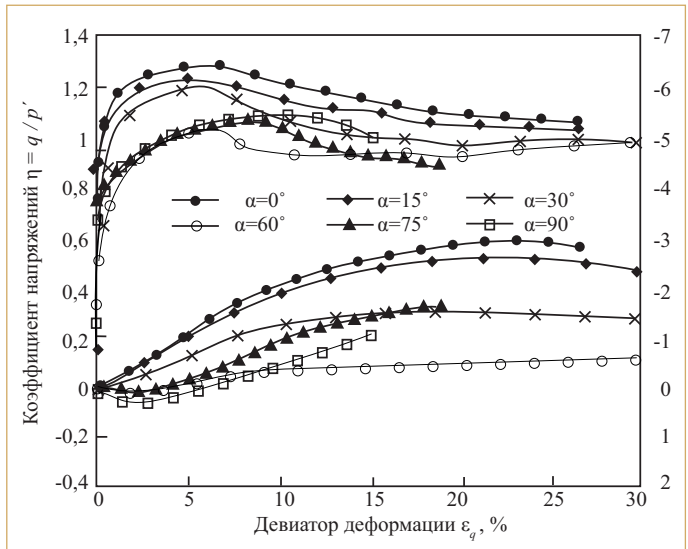


Рис. 15. Напряженно-деформированное поведение при различных направлениях нагружения образца плотного песка из [51]

В работе Sivathayalan с соавторами [36] в 2011 году приведены результаты исследований, выполненные с использованием нового прибора для испытаний полых цилиндрических образцов, который был разработан в Карлтонском университете Канады. Прибор предназначен для изучения эффекта вращения главных напряжений при циклическом нагружении, которое приводит к разжижению грунтов.

Испытания проводятся путем создания циклической осевой нагрузки с целью моделирования сейсмического воздействия, в то время как среднее напряжение остается постоянным. Интенсивность циклического нагружения количественно оценивается коэффициентом (показателем) циклических напряжений (cyclic stress ratio — CSR), который обычно

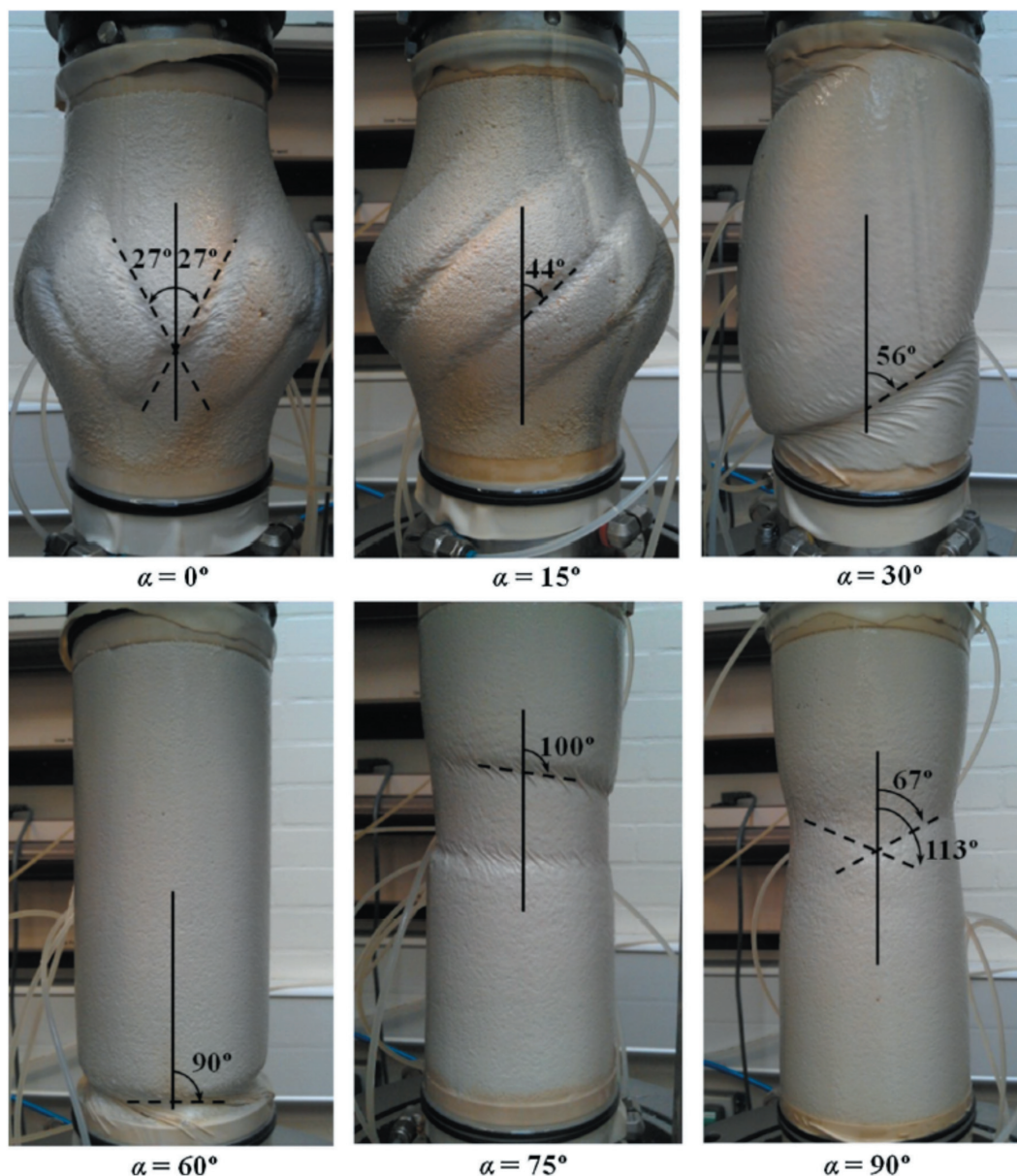


Рис. 16. Полосы сдвига в образе плотного песка при различном направлении нагружения из работ [18, 51]

определяется нормализацией касательного напряжения всесторонним давлением σ_3 :

$$CSR = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2\sigma_3} \quad (8)$$

Vaid и Sivathayalan в работе [49] предложили модификацию данного выражения в виде:

$$CSR = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (9),$$

полагая, что в таком виде ее можно использовать для сравнения значений CSR из трехосных испытаний и испытаний

в условиях простого сдвига. В зависимости от относительной величины начального касательного напряжения τ_{st} и приложенного циклического касательного напряжения τ_c , направление главного напряжения может оставаться фиксированным в процессе нагружения (если $\tau_{st} > \tau_c$) или быть внезапно повернуто на 90° (когда $\tau_{st} < \tau_c$) при действии циклической нагрузки. Пиковое значение касательного напряжения всегда действует на плоскости, наклоненной под углом 45° к вертикали независимо от начального касательного напряжения.

При создании циклической нагрузки наибольшее и наименьшее главные напряжения вращаются на 45° . Это вращение не может контролироваться, и вращение наибольшего

главного напряжения не может быть более 45° . Однако исследование, выполненное рядом авторов [44, 45, 46, 49, 52, 53], показали зависимость напряженного состояния от угла отклонения наибольшего главного напряжения к вертикали и при других значениях углов более 45° .

Заключение

Основываясь на экспериментальных исследованиях различных авторов исследований, рассмотренных в рамках настоящего обзора, можно сделать вывод о том, что напряженно-деформированное поведение песка является анизотропным. Наблюдения показывают, что песчаные отложения по своей природе изначально анизотропны, преимущественно из-за формы частиц и относительной плотности. По мере отклонения направления наибольшего главного напряжения от направления отложений частиц песка деформируемость и прочность на сдвиг песка уменьшаются, а объемная сжимаемость увеличивается.

При монотонном сдвиге прочность существенно зависит от наклона наибольшего главного напряжения относительно плоскости отложений частиц при формировании отложений.

Процесс образования полос сдвига начинается вблизи пика напряжений и развивается до остаточного состояния напряжений. Локализация деформаций сдвига в виде узких полос более выражено наблюдается в песке с угловатыми частицами по сравнению с окатанными частицами.


Несовпадение направлений главного напряжения и приращения деформации наблюдается во всех испытаниях. Степень

отклонения направлений постепенно уменьшается с ростом отношения напряжений σ_1/σ_3 и резко уменьшается при разрушении. Эффект формы частиц и относительной плотности на некоаксиальность незначителен.

Механическое поведение песка при вращательном сдвиге некоаксиально. Более низкая степень некоаксиальности наблюдается на первых циклах вращения. В процессе продолжающегося вращательного сдвига направление приращения деформации сближается с направлением приращения напряжения. Изменение степени некоаксиальности прекращается после определенного количества циклов вращательного сдвига.

Коэффициент отношения напряжений σ_1/σ_3 оказывает существенное влияние на некоаксиальность песка при вращательном сдвиге. Чем больше коэффициент напряжений, тем ниже степень несовпадения между направлениями приращения деформации и напряжением. Влияние формы частиц и относительной плотности на некоаксиальность при вращательном сдвиге менее значительно.

Как направление наибольшего главного напряжения α , так и параметр промежуточного главного напряжения b оказывают значительное влияние на изменение напряженно-деформированного поведения песка при монотонном сдвиге. В общем случае, при постоянных значениях α деформируемость и прочность на сдвиг песка уменьшается, а объемная сжимаемость увеличивается с ростом значения параметра b .

Параметр прочности в виде пикового угла внутреннего трения сильно зависит от значений α и b . С ростом b локализация деформаций сдвига более выражена. 

Список литературы

1. Бугров А.К., Голубев А.И. Анизотропные грунты и основания сооружений. СПб.: Недра. 1993. 245 с.
2. Карасев М.А. Теоретические предпосылки к созданию модели поведения грунтов, учитывающие анизотропию механических свойств // Записки горного института. Т. 204, 2013. С. 226–235.
3. Миронов В.А., Софьин О.Е. Моделирование поведения глинистого основания на основе анизотропной упруго-вязкопластической модели грунта // Вестник ТвГТУ. № 180 (Вып. 20), 2013. С. 79–84.
4. Шапкин А.Г. Вязко-упруго-пластическая модель поведения глинистого грунта // Развитие городов и геотехническое строительство. Выпуск № 2, 2011. С. 1–32.
5. Arthur J.R.F., Chua K.S., Dunstan T. Induced Anisotropy in Sand // Geotechnique. Vol. 27, No. 1, 1977. P. 13–30.
6. Cai Y. An Experimental Study of Non-Coaxial Soil Behaviour Using Hollow Cylinder Testing // University of Nottingham, 2010. 224 p.
7. Cai Y., Yu H.S., Wanatowski D., Li X. Non-coaxial behavior of sand under various stress paths // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. № 139, 2012. P. 1381–1395.
8. Gao Z., Zhao J., Yao Y. A generalized anisotropic failure criterion for geomaterials // International Journal of Solids and Structures. № 47, 2010. P. 3166–3185.
9. Guo Y., Luan M.T. Xu C.S. Effect of variation of principal stress orientation on undrained dynamic strength behavior of loose sand // Chinese Journal of Geotechnical Engineering, № 25(6), 2003. P. 660–670.
10. Gutierrez M., Ishihara K., Towhata I. Flow theory for sand during rotation of principal stress direction // Soils & Foundations, 1991, No. 31 (4). P. 121–132.
11. Gutierrez M., Ishihara K. Non-coaxiality and Energy Dissipation in Granular Material // Soils and Foundations, 2000. Vol. 40. P. 49–59.
12. Hight D.W., Gem A., Symes M.J. The development of investigating a new hollow cylinder the effects of principal rotation in soils // Geotechnique. Vol. 33, No. 4, 1983. P. 355–383.
13. Ishihara K. Liquefaction and flow failure during earthquakes // Géotechnique. Vol. 43, No. 3, 1993. P. 351–415.
14. Jardine R.J. Some observations on the kinematic nature of soil stiffness // Soils and Foundations, 32(2), 1992. P. 111–124.

15. Kumruzzaman M., Yin J.-H. Influence of principal stress direction on the stress-strain-strength behaviour of completely decomposed granite // *FactaUniversitatis. Series: Architecture and Civil Engineering*, 2010. Vol. 8, No 1. P. 79–97.
16. Lade P.V., Nam J., Hong W.P. Shear banding and cross-anisotropic behavior observed in laboratory sand tests with stress rotation // *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 45, 2008. P. 74–84.
17. Li J., Wang C., Liu J. Experimental Study on Bidirectional and Torsional Cyclic Loading under Different Initial Stress States on Inland River Clay // *EJGE*, Vol. 19, 2014. P. 4227–4235.
18. Lintao Y. Experimental study of soil anisotropy using hollow cylinder testing // PhD thesis, University of Nottingham, 2013. 257 p.
19. Liu F.Y., Mao-Hong Y.U., Yin J.H., Zhou C. Stress control in hollow cylindrical torsional specimen for study of double shear unified strength // *Chinese Journal of Rock Mechanics & Engineering*. Vol 24, No. 14, 2005. P. 2463–2467.
20. Lin H., Penumadu D. Interpretation of combined axial-torsional test for 3D constitutive behavior of geo-materials // 15th ASCE Engineering Mechanics Conference, June 2–5, 2002, Columbia University, NY. P. 1–8.
21. Miura S., Toki S. A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand // *Soils and Foundation*. Vol. 22, No. 1, 1982. P. 61–77.
22. Miura K., Miura S., Toki S. Deformation behaviour of anisotropic dense sand under principal stress axes rotation // *Soils and Foundations*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering. 1986. Vol. 26, No. 1. P. 36–52.
23. Miura K., Toki S., Miura S. Deformation prediction for anisotropic sand during the rotation of principal stress axes // *Soils and Foundations*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering. 1986. Vol. 26, No. 3. P. 42–56.
24. Mroz Z. On the description of anisotropic work hardening // *J. Mech. Phys. Solids*. No. 15(3), 1967. P. 163–175.
25. Nakata Y., Hyodo M., Murata H. Yasufuku N. Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation // *Soils and Foundations*. Japanese Geotechnical Society. 1998. Vol. 38, No. 2. P. 115–128.
26. Naughton P.J., O'Kelly B.C. Stress non-uniformity in a hollow cylinder torsional sand specimen // *Geomechanics & Geoengineering*, Vol. 2, No. 2, 2007. P. 117–122.
27. Oda M. Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material // *Soils and Foundations*, 1972. No. 12. P. 17–36.
28. Oda M. The mechanics of fabric changes during compressional deformation of sand // *Soils and Foundations*. Vol. 12, No. 2, 1972. P. 1–18.
29. Ohkawa H., Kuwano J., Nakada T., Tachibana S. Yielding characteristic and non-coaxiality of Toyora sand on p'-constant shear stress plane // *Soil and Foundation*. Vol. 51, No. 1, 2011. P. 179–190.
30. Rolo R. The Anisotropic Stress-Strain-Strength Behaviour of Brittle Sediments // PhD. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London 2003.
31. Romiani H.M., Razeghi H.R., Keykha H.A. Effect of Intermediate Stress Ratio on The Anisotropic Behavior of Sand // *EJGE*, Vol. 20, Bund. 27, 2015. P. 13364–13373.
32. Saada A.S. Hollow Cylinder Torsional Devices: their advantages and limitations // *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988. P. 766–795.
33. Sadrekarimi A., Olson S.M. Effect of sample preparation method on critical state behavior of sands // *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 35, No. 4, 2012.
34. Schofield A., Wroth P. *Critical State Soil Mechanics* // McGraw-Hill, London, 1968. 310 p.
35. Sivathayalan Y.P.V. Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands // *Canadian Geotechnical Journal*, 2002. Vol. 39, No. 1. P. 63–76.
36. Sivathayalan S., Manmatharajan V., Logeswaran P. Hollow cylinder torsional shear tests to evaluate the role of principal stress directions on cyclic resistance // *Pan-Am CGS Geotechnical Conference*, 2011.
37. Symes M.J., Gens A., Hight D.W. Undrained anisotropy and principal stress rotations in saturated sand // *Geotechnique*. 1984. Vol. 34, No. 1. P. 11–27.
38. Tatsuoka F., Molenkamp F. Discussion on yield loci for sands // *Mechanics of Granular Materials: New Models and Constitutive Relations*, Elsevier Science Publishers B.V., 1983. P. 75–87.
39. Tatsuoka F., Sonoda S., Hara K., Fukushima S., Pradhan T.B.S. Failure and Deformation of Sand in Torsional Shear // *Soils and Foundations*, 1986). Vol. 26, No. 4. P. 79–97.
40. Talesnick M., Frydman S. The Preparation of Hollow Cylinder Specimens from Undisturbed Tube Samples of Soft Clay // *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 13, No. 3, 1990. P. 243–249.
41. Tong Z., Yu Y., Zhang J., Zhang G. Deformation behavior of sands subjected to cyclic rotation of principal stress axes // *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2008. Vol. 30, No. 8. P. 1196–1202.
42. Tong D., Mei Z. Controlling and Realizing of Generalized Stress Paths in HCA Test // *EJGE*, 2016. Vol. 21. P. 5269–5283.
43. Tong D., Liang K., Mei Z. Preparation Method and Mechanical Properties of Saturated Hollow Cylinder Specimen of Remolded Red Clay // *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 21, No. 20, 2016. P. 6699–6711.
44. Uthayakumar M., Vaid Y.P. Static liquefaction of sands under multiaxial loading // *Canadian Geotechnical Journal*, 1998. Vol. 35, No. 2. P. 273–283.

45. *Vaid Y.P., Chern J.C.* Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands // In Proc. Of Advances in Testing Soils under cyclic conditions, Detroit, 1985. P. 120–147.
46. *Vaid Y.P., Chung E.K.F., Kuerbis R.H.* Stress Path and Steady State // Canadian Geotechnical Journal, 1990. Vol. 27(1). P. 1–7.
47. *Vaid Y.P., Sayao A., Enhuang H., Negusse D.* Generalized Stress-Path Dependent Soil Behaviour with a New Hollow Cylinder Torsional Apparatus // Canadian Geotechnical Journal, 1990. Vol. 27(5). P. 601–616.
48. *Vaid Y.P., Sivathayalan S., Stedman D.* Influence of Specimen-Reconstituting Method on the Undrained Response of Sand // Geotech. Test. J., Vol. 22, No. 3, 1999. P. 187–195.
49. *Vaid Y.P., Sivathayalan S.* Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests // Canadian Geotechnical Journal, 33(2), 1996. P. 281–289.
50. *Vermeer P.A.* A double hardening model for sand // Geotechnique, 28(4), 1978. P. 413–433.
51. *Yang L.-T., Li X., Yu H.-S., Wanatowski S.* A laboratory study of anisotropic geomaterials incorporating recent micromechanical understanding // Acta-Geotechnica, 2016. Vol. 11. P. 1111–1129.
52. *Yoshimine M., Ishihara K., Vargas W.* Effect of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand // Soils and Foundations. Japanese Geotechnical Society. Vol. 38, No. 3, 1998. P. 179–188.
53. *Yoshimine M., Robertson P.K., Wride C.E.* Undrained shear strength of clean sands to trigger flow liquefaction // Canadian Geotechnical Journal, 36(5), 1999. P. 891–906.
54. *Yu H.S., Yang L.-T., Li X., Wanatowski D.* Experimental investigation on the deformation characteristics of granular materials under drained rotational shear // Geomechanics and Geoengineering, Vol. 11, No. 1, 2015. P. 47–63.
55. *Yamamuro J.A., Wood F.M.* Effect of depositional method on the undrained behavior and microstructure of sand with silt // Soil Dynamic Earthquake Eng., Vol. 24, Nos. 9–10, 2004. P. 751–760.
56. *Wang C., Chen Y.* Stress state variation and principal stress axes rotation of ground induced by moving loads // Chinese Journal of Rock Mechanics & Engineering, Vol. 26, No. 8, 2007. P. 1698–1704.
57. *Wijewickreme D., Uthayakumar M., Vaid Y.P.* Automatic Stress Path Control System for Hollow Cylinder Torsional Testing of Soils // Transportation Research Record. 73rd Annual Meeting, Washington, D.C. 1994. P. 1–8.
58. *Wrzesiński G., Lechowicz L.* Anisotropy of undrained shear strength in selected cohesive soil // Proceedings of the 24th European Young Geotechnical Engineers Conference (EYGEC), Durham, UK, 2015. P. 1–4.
59. *Wrzesiński G., Lechowicz L.* Testing of undrained shear strength in a hollow cylinder apparatus // Studia Geotechnica et Mechanica, 2015. Vol. 37, No. 2. P. 69–73.
60. *Xiong H., Guo L., Cai Y., Yang Z.* Experimental study of drained anisotropy of granular soils involving rotation of principal stress direction // European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2015. P. 1–25.
61. *Zdravkovic L., Jardine R.J.* Some anisotropic stiffness characteristics of a silt under general stress conditions // Geotechnique, 1997. Vol. 47, No. 3. P. 407–437.
62. *Zdravkovic L., Jardine R.J.* The effects on anisotropy of rotating the principal stress axes during consolidation // Geotechnique, 2001. Vol. 51, No. 1. P. 69–83.
63. *Zlatovic S., Ishihara K.* Normalized behaviour of very loose nonplastic soils: effects of fabric // Soils and Foundation, Vol. 37, No. 4, 1997. P. 47–56.



ЭЛЕКТРОННАЯ ПОДПИСКА НА ЖУРНАЛЫ

«ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ»,
«ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ»,
«ГЕОТЕХНИКА» И «ГЕОРИСК»

www.geomark.ru

STATE OF THE ART: STUDIES OF THE ANISOTROPIC BEHAVIOR OF SOILS UNDER CONDITIONS OF A COMPLEX STRESS STATE. PART 2. THE EFFECT OF MAJOR PRINCIPAL STRESS ROTATION ON THE SOIL STRENGTH

BOLDYREV G.G.

Director for research and innovation of the «NPP “Geotek”» Ltd, DSc (Doctor of Science in Technics), Penza, g-boldyrev@geotek.ru

IDRISOV I.H.


General director of the «NPP “Geotek”» Ltd, PhD (Candidate of Science in Technics), Penza, idrisov@npp-geotek.ru

Summary

The article gives an overview of experimental studies of natural and induced anisotropy influence on soils strength and deformability. The stress paths and the results of hollow soil samples tests with rotation of the principal stresses under static and cyclic loading are presented. The phenomenon of non-coaxiality between the principal stress direction and the principal strain rate direction under loading is noted. Principal stress direction and the parameter of the intermediate principal

stress exert a considerable influence on the change in the stress-strain behavior of sandy soils under monotonic shear. With a monotonic shift, the strength essentially depends on the inclination of the principal stress relative to the plane of the deposition of particles in the deposits formation .

The misalignment of the directions of the main stress and the increase in deformation is observed in all tests. The degree of deflection of directions gradually decreases with an increase in the ratio of stresses and sharply decreases upon destruction. The effect of the particle shape and the relative density on non-coaxiality is negligible.

The mechanical behavior of sand with rotational shear is not-coaxial. A lower degree of non-coaxiality is observed at the first rotation cycles. In the process of continuing rotational shear, the direction of the strain increment approaches the direction of the voltage increment. The change in the degree of non-coaxiality ceases after a certain number of rotational shear cycles. 

References

1. Bugrov A.K., Golubev A.I. Anizotropnye grunty i osnovaniia sooruzhenii [Anisotropic soils and structures foundations]. SPb.: Nedra. 1993. 245 s. (In Russ.).
2. Karasev M.A. Teoreticheskie predposylki k sozdaniiu modeli povedeniia gruntov, uchityvaiushchie anizotropiiu mekhanicheskikh svoystv [Theoretical basis for soil behavior model development with mechanical properties anisotropy taken into account] // Zapiski gornogo institute [Scribes of the Gorny university]. T. 204, 2013. S. 226–235. (In Russ.).
3. Mironov V.A., Sofin O.E. Modelirovanie povedeniia glinistogo snovaniia na osnove anizotropnoi uprugo-viazkoplachestikoii modeli grunta [Clay soil behavior modeling with anisotropic visco-elastoplastic model] // Vestnik TvGTU. № 180 (Vyp. 20), 2013. S. 79–84. (In Russ.).
4. Shashkin A.G. Viazko-uprugo-plasticheskaia model povedeniia glinistogo grunta [Visco-elastoplastic model of clay soil behavior] // Razvitie gorodov i geotekhnicheskoe stroitelstvo [Cities development and geotechnical engineering]. Vypusk № 2, 2011. S. 1–32. (In Russ.).
5. Arthur J.R.F., Chua K.S., Dunstan T. Induced Anisotropy in Sand // Geotechnique. Vol. 27, No. 1, 1977. P. 13–30. (In Russ.).
6. Cai Y. An Experimental Study of Non-Coaxial Soil Behaviour Using Hollow Cylinder Testing // University of Nottingham, 2010. 224 p.
7. Cai Y., Yu H.S., Wanatowski D., Li X. Non-coaxial behavior of sand under various stress paths // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. № 139, 2012. P. 1381–1395.
8. Gao Z., Zhao J., Yao Y. A generalized anisotropic failure criterion for geomaterials // International Journal of Solids and Structures. № 47, 2010. P. 3166–3185.
9. Guo Y., Luan M.T. Xu C.S. Effect of variation of principal stress orientation on undrained dynamic strength behavior of loose sand // Chinese Journal of Geotechnical Engineering, № 25(6), 2003. P. 660–670.
10. Gutierrez M., Ishihara K., Towhata I. Flow theory for sand during rotation of principal stress direction // Soils & Foundations, 1991, No. 31 (4). P. 121–132.
11. Gutierrez M., Ishihara K. Non-coaxiality and Energy Dissipation in Granular Material // Soils and Foundations, 2000. Vol. 40. P. 49–59.
12. Hight D.W., Gem A., Symes M.J. The development of investigating a new hollow cylinder the effects of principal rotation in soils // Geotechnique. Vol. 33, No. 4, 1983. P. 355–383.
13. Ishihara K. Liquefaction and flow failure during earthquakes // Géotechnique. Vol. 43, No. 3, 1993. P. 351–415.
14. Jardine R.J. Some observations on the kinematic nature of soil stiffness // Soils and Foundations, 32(2), 1992. P. 111–124.

15. Kumruzzaman M., Yin J.-H. Influence of principal stress direction on the stress-strain-strength behaviour of completely decomposed granite // *FactaUniversitatis. Series: Architecture and Civil Engineering*, 2010. Vol. 8, No 1. P. 79–97.
16. Lade P.V., Nam J., Hong W.P. Shear banding and cross-anisotropic behavior observed in laboratory sand tests with stress rotation // *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 45, 2008. P. 74–84.
17. Li J., Wang C., Liu J. Experimental Study on Bidirectional and Torsional Cyclic Loading under Different Initial Stress States on Inland River Clay // *EJGE*, Vol. 19, 2014. P. 4227–4235.
18. Lintao Y. Experimental study of soil anisotropy using hollow cylinder testing // PhD thesis, University of Nottingham, 2013. 257 p.
19. Liu F.Y., Mao-Hong Y.U., Yin J.H., Zhou C. Stress control in hollow cylindrical torsional specimen for study of double shear unified strength // *Chinese Journal of Rock Mechanics & Engineering*. Vol 24, No. 14, 2005. P. 2463–2467.
20. Lin H., Penumadu D. Interpretation of combined axial-torsional test for 3D constitutive behavior of geo-materials // 15th ASCE Engineering Mechanics Conference, June 2–5, 2002, Columbia University, NY. P. 1–8.
21. Miura S., Toki S. A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand // *Soils and Foundation*. Vol. 22, No. 1, 1982. P. 61–77.
22. Miura K., Miura S., Toki S. Deformation behaviour of anisotropic dense sand under principal stress axes rotation // *Soils and Foundations*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering. 1986. Vol. 26, No. 1. P. 36–52.
23. Miura K., Toki S., Miura S. Deformation prediction for anisotropic sand during the rotation of principal stress axes // *Soils and Foundations*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering. 1986. Vol. 26, No. 3. P. 42–56.
24. Mroz Z. On the description of anisotropic work hardening // *J. Mech. Phys. Solids*. No. 15(3), 1967. P. 163–175.
25. Nakata Y., Hyodo M., Murata H. Yasufuku N. Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation // *Soils and Foundations*. Japanese Geotechnical Society. 1998. Vol. 38, No. 2. P. 115–128.
26. Naughton P.J., O'Kelly B.C. Stress non-uniformity in a hollow cylinder torsional sand specimen // *Geomechanics & Geoengineering*, Vol. 2, No. 2, 2007. P. 117–122.
27. Oda M. Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material // *Soils and Foundations*, 1972. No. 12. P. 17–36.
28. Oda M. The mechanics of fabric changes during compressional deformation of sand // *Soils and Foundations*. Vol. 12, No. 2, 1972. P. 1–18.
29. Ohkawa H., Kuwano J., Nakada T., Tachibana S. Yielding characteristic and non-coaxiality of Toyora sand on p' -constant shear stress plane // *Soil and Foundation*. Vol. 51, No. 1, 2011. P. 179–190.
30. Rolo R. The Anisotropic Stress-Strain-Strength Behaviour of Brittle Sediments // PhD. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London 2003.
31. Romiani H.M., Razeghi H.R., Keykha H.A. Effect of Intermediate Stress Ratio on The Anisotropic Behavior of Sand // *EJGE*, Vol. 20, Bund. 27, 2015. P. 13364–13373.
32. Saada A.S. Hollow Cylinder Torsional Devices: their advantages and limitations // *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988. P. 766–795.
33. Sadrekarimi A., Olson S.M. Effect of sample preparation method on critical state behavior of sands // *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 35, No. 4, 2012.
34. Schofield A., Wroth P. *Critical State Soil Mechanics* // McGraw-Hill, London, 1968. 310 p.
35. Sivathayalan Y.P.V. Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands // *Canadian Geotechnical Journal*, 2002. Vol. 39, No. 1. P. 63–76.
36. Sivathayalan S., Manmatharajan V., Logeswaran P. Hollow cylinder torsional shear tests to evaluate the role of principal stress directions on cyclic resistance // *Pan-Am CGS Geotechnical Conference*, 2011.
37. Symes M.J., Gens A., Hight D.W. Undrained anisotropy and principal stress rotations in saturated sand // *Geotechnique*. 1984. Vol. 34, No. 1. P. 11–27.
38. Tatsuoka F., Molenkamp F. Discussion on yield loci for sands // *Mechanics of Granular Materials: New Models and Constitutive Relations*, Elsevier Science Publishers B.V., 1983. P. 75–87.
39. Tatsuoka F., Sonoda S., Hara K., Fukushima S., Pradhan T.B.S. Failure and Deformation of Sand in Torsional Shear // *Soils and Foundations*, 1986). Vol. 26, No. 4. P. 79–97.
40. Talesnick M., Frydman S. The Preparation of Hollow Cylinder Specimens from Undisturbed Tube Samples of Soft Clay // *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 13, No. 3, 1990. P. 243–249.
41. Tong Z., Yu Y., Zhang J., Zhang G. Deformation behavior of sands subjected to cyclic rotation of principal stress axes // *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2008. Vol. 30, No. 8. P. 1196–1202.
42. Tong D., Mei Z. Controlling and Realizing of Generalized Stress Paths in HCA Test // *EJGE*, 2016. Vol. 21. P. 5269–5283.

43. *Tong D., Liang K., Mei Z.* Preparation Method and Mechanical Properties of Saturated Hollow Cylinder Specimen of Remolded Red Clay // *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 21, No. 20, 2016. P. 6699–6711.
44. *Uthayakumar M., Vaid Y.P.* Static liquefaction of sands under multiaxial loading // *Canadian Geotechnical Journal*, 1998. Vol. 35, No. 2. P. 273–283.
45. *Vaid Y.P., Chern J.C.* Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands // *In Proc. Of Advances in Testing Soils under cyclic conditions*, Detroit, 1985. P. 120–147.
46. *Vaid Y.P., Chung E.K.F., Kuerbis R.H.* Stress Path and Steady State // *Canadian Geotechnical Journal*, 1990. Vol. 27(1). P. 1–7.
47. *Vaid Y.P., Sayao A., Enhuang H., Negusse D.* Generalized Stress-Path Dependent Soil Behaviour with a New Hollow Cylinder Torsional Apparatus // *Canadian Geotechnical Journal*, 1990. Vol. 27(5). P. 601–616.
48. *Vaid Y.P., Sivathayalan S., Stedman D.* Influence of Specimen-Reconstituting Method on the Undrained Response of Sand // *Geotech. Test. J.*, Vol. 22, No. 3, 1999. P. 187–195.
49. *Vaid Y.P., Sivathayalan S.* Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests // *Canadian Geotechnical Journal*, 33(2), 1996. P. 281–289.
50. *Vermeer P.A.* A double hardening model for sand // *Geotechnique*, 28(4), 1978. P. 413–433.
51. *Yang L.-T., Li X., Yu H.-S., Wanatowski S.* A laboratory study of anisotropic geomaterials incorporating recent micromechanical understanding // *ActaGeotechnica*, 2016. Vol. 11. P. 1111–1129.
52. *Yoshimine M., Ishihara K., Vargas W.* Effect of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand // *Soils and Foundations*. Japanese Geotechnical Society. Vol. 38, No. 3, 1998. P. 179–188.
53. *Yoshimine M., Robertson P.K., Wride C.E.* Undrained shear strength of clean sands to trigger flow liquefaction // *Canadian Geotechnical Journal*, 36(5), 1999. P. 891–906.
54. *Yu H.S., Yang L.-T., Li X., Wanatowski D.* Experimental investigation on the deformation characteristics of granular materials under drained rotational shear // *Geomechanics and Geoengineering*, Vol. 11, No. 1, 2015. P. 47–63.
55. *Yamamuro J.A., Wood F.M.* Effect of depositional method on the undrained behavior and microstructure of sand with silt // *Soil Dynamic Earthquake Eng.*, Vol. 24, Nos. 9–10, 2004. P. 751–760.
56. *Wang C., Chen Y.* Stress state variation and principal stress axes rotation of ground induced by moving loads // *Chinese Journal of Rock Mechanics & Engineering*, Vol. 26, No. 8, 2007. P. 1698–1704.
57. *Wijewickreme D., Uthayakumar M., Vaid Y.P.* Automatic Stress Path Control System for Hollow Cylinder Torsional Testing of Soils // *Transportation Research Record*. 73rd Annual Meeting, Washington, D.C. 1994. P. 1–8.
58. *Wrzesiński G., Lechowicz L.* Anisotropy of undrained shear strength in selected cohesive soil // *Proceedings of the 24th European Young Geotechnical Engineers Conference (EYGEC)*, Durham, UK, 2015. P. 1–4.
59. *Wrzesiński G., Lechowicz L.* Testing of undrained shear strength in a hollow cylinder apparatus // *Studia Geotechnica et Mechanica*, 2015. Vol. 37, No. 2. P. 69–73.
60. *Xiong H., Guo L., Cai Y., Yang Z.* Experimental study of drained anisotropy of granular soils involving rotation of principal stress direction // *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 2015. P. 1–25.
61. *Zdravkovic L., Jardine R.J.* Some anisotropic stiffness characteristics of a silt under general stress conditions // *Geotechnique*. 1997. Vol. 47, No. 3. P. 407–437.
62. *Zdravkovic L., Jardine R.J.* The effects on anisotropy of rotating the principal stress axes during consolidation // *Geotechnique*. 2001. Vol. 51, No. 1. P. 69–83.
63. *Zlatovic S., Ishihara K.* Normalized behaviour of very loose nonplastic soils: effects of fabric // *Soils and Foundation*, Vol. 37, No. 4, 1997. P. 47–56.

www.geomark.ru