УДК 624.131.22

А.Н. Драновский – кандидат технических наук, профессор
Г.Н. Тимуршина – аспирант
Р.А. Сайдашев – аспирант
Кафедра мостов и транспортных тоннелей
Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

ПОВЕДЕНИЕ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПРИ СЖАТИИ В УПРУГОЙ ОБОЙМЕ

АННОТАЦИЯ

Рассмотрена проблема экспериментального исследования механического поведения грунтов в зонах пластических деформаций. Описано новое устройство для испытаний грунтов и других нетвёрдых материалов, позволяющее проводить исследования при конечных деформациях. Установлены ранее неизвестные закономерности процесса уплотнения песков.

A.N. Dranovsky – candidate of technical sciences, professor
G.N. Timurshina – post-graduate student
R.A. Saidashev – post-graduate student
Department of Bridge and Transport Subways
Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)

SANDY GROUND BEHAVIOUR DURING COMPRESSION IN AN ELASTIC HOLDER

ABSTRACT

The problem of experimental investigation of soil's mechanical behaviour in the zones of plastic deformations is examined. A new device for soil and other unsteady materials testing is described; that allows to conducts investigations under the final deformations. The earlier unknown regularity of sand consolidation process is established.

Современные средства вычислительной математики и мощные ЭВМ позволяют прогнозировать напряженно-деформированное состояние (НДС) грунтовых оснований, земляных сооружений и массивов грунта на основе применения сложных математических моделей грунтов, имеющих значительное количество параметров. Однако усложнение моделей, приводя к большим трудностям при численных расчетах и экспериментальных исследованиях, еще не гарантирует совпадение результатов расчета с натурными исследованиями. Для обеспечения адекватности результатов расчета натуре необходимо, во-первых, учитывать реальные траектории нагружения, характерные для разных элементов грунтового основания или сооружения. Для этого следует использовать в расчетах либо параметры грунтов, соответствующие реальным траекториям, либо теории пластического течения, учитывающие влияние траектории на деформации и прочность грунтов. В случае применения деформационной теории пластичности следует исходить из экспериментов, моделирующих реальные траектории нагружения [1, 2].

Во-вторых, необходимо учитывать, что элементы грунтовых сооружений могут работать как в условиях свободного деформирования, так и при ограниченных объемных деформациях, как бы в «обойме». Поведение грунтов при ограниченных объемных деформациях может коренным образом отличаться от поведения при свободном деформировании [3]. Поэтому необходимо производить испытания грунтов на приборах, моделирующих реальные процессы формирования НДС элементов грунтовых сооружений. Процесс формирования НДС определяется не только траекторией стабилизированных значений напряжений, но и соотношением реологических свойств образца и обоймы, находящихся в разных стадиях деформирования. Идеальная лабораторная обойма должна моделировать запаздывание и изменение во время реакции грунтовой обоймы по отношению к прилагаемым нагрузкам.

Схемы испытаний, моделирующие процессы формирования НДС, будем называть схемами ФНДС.

Можно выделить две основные схемы ФНДС: свободного и стесненного деформирования.

Предлагаемое понятие «схема ФНДС» основано на следующих положениях механики твердого тела, применяемых прежде всего для описания поведения упругих сред.

НДС в точке тела можно представить в виде четырех тензоров: двух шаровых – напряжений и деформаций и двух девиаторов – напряжений и деформаций. Основные зависимости, описывающие деформирование упругого тела, построены на положении о попарной взаимозависимости шаровых тензоров и девиаторов, причем отсутствуют взаимозависимости между девиаторами и шаровыми тензорами. Из этого следует, например, что изменение объема элемента может произойти только вследствие изменения шарового тензора напряжений, то есть изменения среднего давления. Однако изменение объема не может возникнуть из-за изменения девиатора напряжений или деформаций, то есть вследствие чистого сдвига.

Для грунтов и других зернистых материалов, обладающих дилатансионными свойствами, положения теории упругости применимы ограниченно. В дилатансионных средах воздействие девиатора напряжений или деформаций приводит к изменению шарового тензора деформаций, то есть к изменению объема тела. Степень влияния сдвиговых деформаций на объемную деформацию зависит от соотношения девиаторной и шаровой части напряжений.

При работе грунта по свободной схеме ФНДС изменение девиатора деформаций или напряжений не влияет на значения компонент шарового тензора напряжений. Иными словами, дилатансия не может влиять на уровень средних – гидростатических напряжений. Траектория нагружения может быть задана и реализована.

При работе по стесненной схеме ФНДС дилатансия влияет на значение среднего давления. Траектория нагружения образца непредсказуема, так как отклик системы «образец - обойма» на внешнее воздействие зависит не только от свойств грунта и обоймы, но и от уровня напряженного состояния.

Типичным примером реализации работы грунта по свободной схеме ФНДС являются консолидированно-дренированные испытания в обычном стабилометре, проводимые в соответствии с требованиями [4].

Испытания производят по траекториям, состоящим из двух этапов. Вначале создают гидростатическое обжатие до заданного значения $s_{ср}$, равного давлению в камере $s_2 = s_3$. На втором этапе производят нагружение по траектории «раздавливания», увеличивая вертикальное напряжение s_1, либо по траектории девиаторного нагружения, увеличивая s_1 и уменьшая $s_2 = s_3$ так, чтобы $s_{ср}$ оставалось постоянным. В обоих случаях траектория нагружения соответствует заданной, поскольку не зависит от дилатансионных свойств грунта.

Деформации объема развиваются свободно и не влияют на величину среднего напряжения.

Очень важным типичным примером реализации работы грунта по схеме стесненного деформирования являются испытания в стабилометре водонасыщенных грунтов в условиях отсутствия дренажа, проводимые в соответствии с требованиями [4]. Вначале создают всестороннее давление на образец, равное давлению в камере, а затем производят нагружение по траектории «раздавливания», увеличивая напряжение s_1. На втором этапе нагружения вследствие отсутствия дренажа «раздавливание» происходит при практически нулевых изменениях объема образца, то есть при чисто девиаторной деформации. Из-за скрыто протекающей дилатансии в грунтах возникают изменения порового давления и соответствующие изменения эффективных напряжений. Следовательно, девиаторная деформация влияет на шаровой тензор эффективных напряжений. Траектория эффективного нагружения непредсказуема.

Теория эффективных напряжений К. Терцаги [5] учитывает влияние порового давления на напряженное состояние скелета грунтов, однако не принимает во внимание, что при ограничении объемных деформаций скелета изменяется механизм деформирования и разрушения грунтов [3].

Для математического описания поведения грунтов в замкнутых зонах пластических деформаций, возникающих в грунтовых основаниях и сооружениях, необходимо производить экспериментальное моделирование по схеме стесненного деформирования. При незамкнутых границах зон пластических деформаций грунты следует испытывать по схеме свободного ФНДС.

Устройство для испытания грунтов по схеме стесненного ФНДС представляет собой стандартный стабилометр, в котором испытываемый образец заключен в обойму (рис. 1).

На данном этапе исследований используется упругая обойма, выполненная из отрезка резиновой трубы. Обойма имеет на внутренней поверхности антифрикционное покрытие и возможность свободного вертикального перемещения относительно верхнего и нижнего штампов. На внешнюю поверхность обоймы надевается тонкая резиновая оболочка, герметично закрепляемая на боковой поверхности штампов. Набор обойм разной жесткости обеспечивает возможность испытаний при различной степени ограничения боковых деформаций образца.

Испытания производятся в соответствии с требованиями [4] при нагружении, состоящем из двух этапов. Вначале создается заданное гидростатическое обжатие, а затем производится «раздавливание» путем увеличения значения s_1. Боковые напряжения

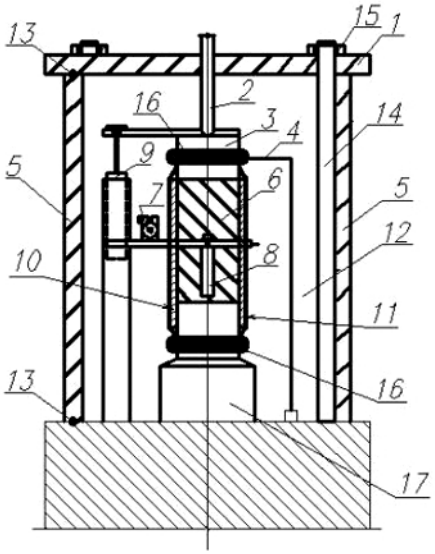

Рис. 1. Схема прибора трехосного сжатия (стабилометра) с резиновой обоймой:
1 - верхняя плита; 2 - шток передачи вертикального давления; 3 - нагрузочный штамп; 4 - верхний дренаж (отводная магистраль); 5 - прозрачный цилиндр; 6 - образец грунта; 7 - датчик горизонтальных перемещений; 8 - кулачки; 9 - датчик вертикальных перемещений; 10 - резиновая обойма; 11 - тонкая резиновая оболочка; 12 - рабочая камера; 13 - резиновое кольцо; 14 - стойка крепления; 15 - гайка; 16 - резиновое кольцо для обжатия тонкой резиновой оболочки; 17 - неподвижный штамп

$s_2 = s_3$, возникающие на контакте образца с обоймой, являются реактивными и не могут быть заранее заданы. Траектория нагружения образца зависит от свойств грунта, начального гидростатического давления и жесткости обоймы.

Произведено более 200 испытаний среднезернистого песка, который был до установки в прибор уплотнен до максимальной «стандартной» плотности $r = 1{,}956$ г/см^3 при оптимальной влажности W=11% в соответствии с требованиями [6].

Предварительные консолидированно-дренированные испытания по схеме свободного ФНДС, проведенные в соответствии с требованиями [4], показали, что образцы разрушаются квазихрупко при значениях вертикальных деформаций не более 0,05-0,1. Пластические деформации были малы и локализованы в наклонных плоскостях скольжения.

При испытаниях в обойме по схеме стесненного ФНДС, образцы деформировались пластически, приобретая бочкообразную форму. «Раздавливание» производилось до значения вертикальной деформации, равной 0,3. Деформации более 0,3 не допускались конструкцией датчиков базового стабилометра.

Некоторые типичные диаграммы показаны на рис. 2.

При испытаниях песков максимальной «стандартной» плотности вне зависимости от жесткости обоймы и начального значения s_{cp} наблюдалось уплотнение образцов, обусловленное положительной дилатансией – контракцией и возрастанием значения s_{cp}. При запредельном деформировании вследствие больших пластических деформаций сдвига плотность песков достигала значений 2,40 – 2,45г/см^3, соответствующих плотности бетона и железобетона. Очень высокая плотность песков достигалась при средних давлениях, пропорциональных жесткости обойм и давлению в камере.

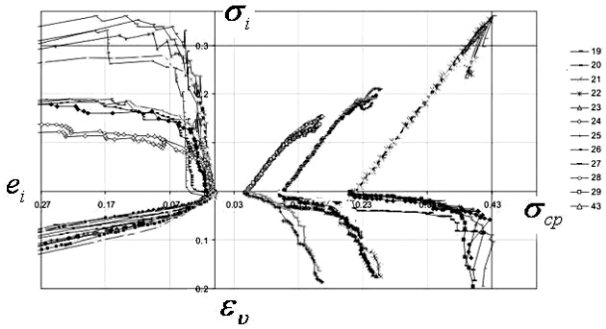

Рис. 2. Паспорт грунта, испытанного в резиновой обойме толщиной 4 мм; модуль упругости резины E_p=1,21МПа

e_i – интенсивность деформации сдвига; e_v – относительная объемная деформация; s_i – интенсивность касательных напряжений; s_{cp} – среднее эффективное напряжение

На рис. 3 показаны типичные диаграммы зависимости плотности песка от интенсивности сдвиговых деформаций. Диаграмма состоит из двух участков. Первый соответствует допредельному деформированию, второй – запредельному. Анализ подобных диаграмм и зависимостей деформаций от времени позволил установить, что запредельное деформирование развивается скачкообразно, дискретно-неустойчиво. Наблюдаются два сменяющих друг друга этапа деформирования:упруго-пластический, который развивается медленно – статический, и пластический – более быстрый – динамический. На втором этапе равновесие неустойчиво. На статическом этапе происходит упругое либо упруго-пластическое сжатие, а на динамическом – пластическое формоизменение, контракция и возникает новая более плотная структура грунта. Второй этап сопровождается скачкообразным увеличением боковых деформаций и значений s_2, s_3, s_{cp}. На статическом этапе упругая потенциальная энергия медленно накапливается, а на динамическом – частично преобразуется в кинетическую, формирующую новую структуру грунта.

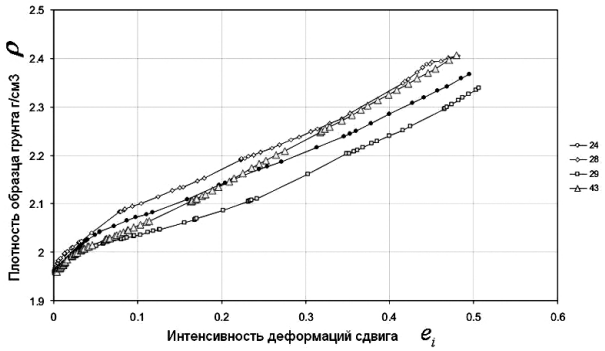

Рис. 3. Зависимость плотности образца от интенсивности деформаций сдвига при давлении в камере 0.05МПа (№28, 29, 43); 0.1МПа (№24)

Анализ зависимостей, показанных на рис. 2 и 3, показал, что грунт в резиновой обойме достигает предельного состояния при достижении им плотности $r = 2{,}05 - 2{,}1\ г/см^3$, вертикальной деформации e_1 = 0,05 – 0,1 и интенсивности деформации сдвига $e_i = 0.05 - 0.18$, при различном боковом давлении в камере.

На рис. 4 показаны зависимости $s_i - s_{cp}$, изображенные в более крупном масштабе, чем на рис. 2. Из них видно, что траектории запредельного деформирования линейны и их можно рассматривать как линии предельного состояния по критерию прочности Треска - Хилла [2]. Причем линии предельного состояния при разных траекториях нагружения принадлежат единой линии предельного равновесия. Следовательно, прочностные параметры грунта при запредельном деформировании, несмотря на возрастающую плотность, остаются неизменными.

Параметры прочности Кулона - Мора связаны с параметрами прочности Треска - Хилла зависимостями, приведенными в [2]

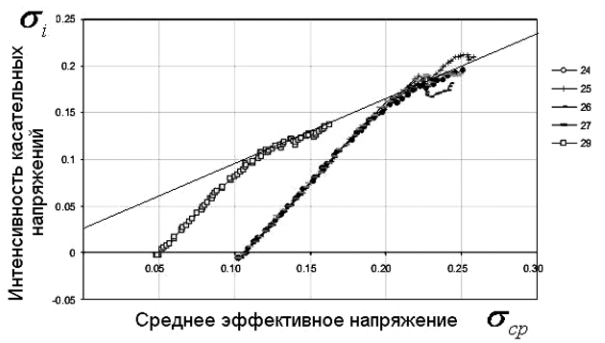

Рис. 4. Зависимость интенсивности касательных напряжений от среднего эффективного напряжения

$$\sin j_M = tg\, j_T\ ;\ \ j_M = \arcsin tg\, j_T\ ;$$

$$c_M = c_T \frac{1}{\sqrt{1 - tg^2 j_T}},$$

где индексом «М» обозначены параметры прочности Кулона - Мора, индексом «Т» – Треска - Хилла.

Как видно по зависимостям, показанным на рис. 4, очертание линии предельного состояния Треска - Хилла может быть построено по результатам испытания одного образца.

На рис. 2 показаны траектории нагружения при трех значениях давления в камере 0.05; 0.1 и 0.2 МПа. Из графиков видно, что при давлении в камере 0.2 МПа грунт в запредельном состоянии уплотняется и как бы разупрочняется. Однако снижения истинных значений s_1, s_i и s_{cp} возникают только в средней части образца из-за его бочкообразной формы, а у торцов образца s_1, s_i и s_{cp} продолжают возрастать. При вычислении истинных значений s_1, а следовательно s_i и s_{cp}, показанных на всех приведенных диаграммах, учитывалась реальная площадь сечения по середине высоты деформированного образца.

Ограниченный объем статьи не позволяет привести более полный анализ полученных результатов.

В заключение следует отметить, что резиновая обойма из трубы предохраняет от проколов тонкую резиновую оболочку, обеспечивающую герметичность и возможность проведения испытаний. Обойма позволяет проводить испытания материалов, состоящих из остроугольных частиц.

Выводы

1. Поведение и механизм разрушения песчаных грунтов зависят от схемы формирования напряженно-деформированного состояния.

2. Испытания по схеме стесненного деформирования моделируют поведение грунтов в замкнутых зонах пластических деформаций.

3. Испытания по схеме стесненного деформирования позволяют на основании одного опыта получить данные о деформативности и прочности грунта при широком диапазоне изменения его плотности.

4. Испытания грунтов в обойме позволили выявить и исследовать закономерности уплотнения грунтов в запредельной стадии деформирования. Процесс деформирования происходит скачкообразно, причем упруго-пластические и чисто пластические деформации развиваются последовательно, сменяя друг друга.

Литература

1. Зарецкий Ю.К. Вязко-пластичность грунтов и расчеты сооружений. – М.: Стройиздат, 1988. – 380 с.
2. Зарецкий Ю.К. Лекции по современной механике грунтов. – Изд-во Ростовского университета, 1989. – 607 с.
3. Драновский А.Н. О прочности и несущей способности песчаных грунтов при ограниченных объемных деформациях. // Известия КГАСА, 2003, №1. – С. 37-38.
4. ГОСТ 12248-96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. – Минстрой России, ГУП ЦПП, 1997.
5. Терцаги К. Теория механики грунтов. Пер. с нем. – М.: Госстройиздат, 1961. – 507 с.
6. ГОСТ 22733-2002. Грунты. Метод определения максимальной плотности.