

## ДЕФОРМАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ ГРУНТОВ НА ОСНОВЕ ПОКАЗАТЕЛЕЙ СЕЙСМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ

Программная лекция на Международной конференции по характеристике площадок строительства, 19–22 сентября 2004 г., г. Порто, Португалия

*К. Р. МАССАРШ – профессор, президент компании Geo Engineering AB, Стокгольм, Швеция, председатель Технического комитета 19 ISSMGE «Геофизические исследования грунтов».*

Для геотехнического проектирования необходим прогноз взаимодействия основания и сооружения, для чего требуется оценить деформационные свойства грунта. В специальной литературе отсутствуют рекомендации по вычислению модуля грунта при недренажном нагружении. Поэтому даже для анализа сложных задач часто используют упрощенные методы.

В данной статье анализируются концепции, с помощью которых описываются деформационные свойства мелкозернистых нормально уплотненных грунтов. Обсуждаются деформационные характеристики грунтов (модуль сдвига) при больших и малых деформациях. Основываясь на комплексном анализе результатов сейсмических полевых и лабораторных исследований, можно определить модуль деформации при ее небольшом уровне и спрогнозировать изменение этого показателя при увеличении деформации сдвига.

Предлагается зависимость, которая может быть использована для прогноза изменения нормализованного модуля сдвига как функции сдвиговой деформации. Показано, что скорость деформации при сейсмическом тестировании при небольшой величине деформаций невысока и сравнима с показателями, полученными в обычных геотехнических лабораторных тестах.

Начальные показатели кривой напряженно-деформированного состояния (низкий уровень деформации сдвига) можно точно определить на основании сейсмических тестов, а конечные показатели (высокий уровень деформации) – в ходе обычных испытаний на сдвиг. Изменение модуля сдвига при деформации можно определить в ходе резонансных тестов колонн.

В статье представлена численная модель, которая позволяет спрогнозировать изменение модуля сдвига как функции деформации сдвига. Практическое применение данной концепции проиллюстрировано с помощью случая из практики, где отмечается хорошее соответствие между спрогнозированными и измеренными деформационными характеристиками.

### ВВЕДЕНИЕ

*Международная конференция  
по геотехнической характеристике площадок  
строительства, 1998 г.*

Прогнозирование поведения грунтов при деформации всегда являлось ключевой задачей геотехнического исследования и приобретает все большее значение по мере появления

новых, более совершенных и универсальных аналитических методов. В 1998 г. на первой Международной конференции по геотехнической характеристике площадок строительства было представлено несколько докладов, относящихся к данной теме. В данном случае важную роль могут сыграть геофизические испытания, в частности сейсмические. Множество важных концепций обсуждалось в одной из тематических лекций по курсу «Деформации и измерение природных напряжений» [8]. В лекции рассматривается общий подход к опреде-

лению параметров, необходимых для анализа деформации геотехнических сооружений. В выводах говорится, что «прогноз деформации грунта под влиянием нагрузки на фундамент, как правило, оказывался недостаточно точным. Основной причиной было то, что до недавнего времени в рассматриваемом диапазоне деформаций не учитывалась нелинейность напряженно-деформированного состояния». Отсюда делается заключение, что «с помощью сейсмических испытаний необходимо ответить на целый ряд вопросов, в частности, как можно отличить эффект влияния текстуры грунта на скорость волны сдвига от влияния главных напряжений».

Данная статья посвящена тем же вопросам, но особое внимание уделяется характеру недренированной деформации нормально уплотненных мелкозернистых грунтов. Ее целью является выработка практически применимой концепции для определения напряженно-деформированного состояния грунта при всех уровнях деформации – от низкого до высокого. Основную концепцию, представленную в данной статье, можно отнести и к другим типам грунта и условиям нагружения.

#### *Статическое и динамическое поведение грунта*

Исследование напряженно-деформированного состояния грунта важно при землетрясениях и строительстве в шельфовой зоне. Наибольшие успехи были достигнуты в ходе развития методов лабораторного и полевого испытаний, которые стали основными инструментами в инженерной практике. Сегодня можно решать даже сложные вопросы динамического взаимодействия основания и сооружения. Однако эти достижения все еще не полностью признаны инженерами-геотехниками, и для статических задач взаимодействия оснований и сооружений все еще используются очень грубые модели грунта. Одной из причин этого является представление о том, что для решения статических геотехнических задач нельзя использовать показатели динамических (и циклических) свойств грунта.

Цель данной статьи – доказать, что скорости нагружения, получаемые при сейсмическом тестировании с малой деформацией,

сравнимы или даже меньше тех, которые определяются в ходе обычного геотехнического полевого тестирования. Следовательно, инженеры-геотехники могут использовать информацию, полученную при сейсмическом тестировании, для анализа и решения обычных геотехнических задач о взаимодействии оснований и сооружений.

#### *Предельное состояние по эксплуатационной пригодности*

Геотехническое проектирование основывается на следующем фундаментальном требовании: сооружение и отдельные его компоненты не должны разрушаться под действием максимальных сил и нагрузок. Однако сооружение также должно быть пригодным для выполнения заданных функций и не подвергаться чрезмерной деформации. Начало недопустимых деформаций соответствует предельному состоянию по эксплуатационной пригодности, которое определяется как состояние, за пределами которого уже не выполняются специальные требования по эксплуатации. Норматив, на котором основывается европейское геотехническое планирование (Еврокод 7), устанавливает принципы и требования безопасности и эксплуатационной пригодности. Традиционно инженеры-геотехники выполняют анализ и прогноз устойчивости и несущей способности для получения информации об устойчивости материалов фундамента. Однако при проектировании сооружений для функционирования в нормальных условиях часто нужны новые, более сложные модели грунта, так как необходимо учитывать изменение жесткости грунта (модуль грунта) в широком диапазоне его деформаций.

Значительные достижения в области развития аналитических методов за последние годы позволили применить современные грунтовые модели в условиях сложного нагружения. Основной проблемой является определение практических параметров деформации грунта. Даже в ходе работы над сложными и важными проектами немного делается для подтверждения того, что выбранные параметры грунта действительно отражают реальные условия функционирования фундамента.

Одним из наиболее сложных является определение жесткости грунта (модуля грунта) и ее изменения при воздействии напряжений.

В недренированном состоянии деформации мелкозернистых грунтов происходят быстро. Однако предполагаемая прочность грунта оказывает значительное влияние на расчетную реакцию, т. е. на взаимодействие элемента конструкции (например, сваи или шпунтовой стенки) и окружающего грунта.

#### Упрощенные модели грунта

На начальном этапе развития геотехники деформационные свойства грунта определялись на основании практических данных, т. е. наблюдений и обратного анализа существующих проектов. Как известно, почти все грунты показывают нелинейную реакцию даже при низком уровне деформации. Тем не менее, соответствующих методов исследования (в лабораторных или полевых условиях) не существовало. Поэтому соотношения между модулем упругости  $E$  (модулем Юнга) грунта и параметрами грунта, полученными с помощью различных методов тестирования (например, испытаний на зондирование SPT или CPT), устанавливаются эмпирическим путем.

Для вычисления контактного давления и распределения напряжений под фундаментом было необходимо разработать упрощенную модель грунта, т. е. заменить грунт основания системой равноудаленных пружин с одинаковой сжимаемостью (Terzaghi & Peck, 1948). Несмотря на кажущуюся простоту, данный метод до сих пор используется многими инженерами-геотехниками. Соотношение между приложенным напряжением и осадкой грунта называют коэффициентом постели  $k_s$  и определяют как

$$k_s = \frac{p}{s}, \quad (1)$$

где  $p$  – нагрузка, кг/см<sup>2</sup>;  $s$  – деформация основания, см.

При упругом материале осадку центра жесткого штампа рассчитывают по уравнению

$$s_0 = \frac{r\pi p}{2E}(1-\nu^2), \quad (2)$$

где  $r$  – радиус штампа;  $E$  – модуль упругости;  $\nu$  – коэффициент Пуассона.

После определения коэффициента реакции основания соотношение между  $k_s$  и  $E$  определяется как

$$k_s = \frac{E}{2r(1-\nu^2)}. \quad (3a)$$

Важно отметить, что это соотношение зависит от размера штампа, который колеблется от 50 до 70 см. Для мелкозернистых грунтов можно считать, что  $\nu = 0,5$ , откуда

$$k_s = \frac{E}{1,5r}. \quad (36)$$

Коэффициент постели равен константе упругости, которая обычно используется для анализа динамической реакции фундамента на упругом основании. Константа упругости соответствует величине нагрузки, необходимой для того, чтобы сдвинуть блок фундамента в направлении действия силы на расстояние, равное 1.

В Швеции принято считать  $k_s = 80\tau_{fu}$ , где  $\tau_{fu}$  – недренированная прочность на сдвиг, определяемая в ходе полевого испытания с использованием крыльчатки с поправкой на пластичность. Бромс [4] вывел соотношение для вычисления бокового сопротивления сваи в глине, которое и сейчас широко используется на практике. Модуль реакции основания  $k_0$  для жесткого штампа, сторона которого равна 1 м, а предполагаемое значение  $\nu = 0,5$ , может вычисляться по формуле

$$k_0 = 1,67E_s, \quad (4)$$

где  $E_s$  – эквивалентный модуль упругости.

Значение  $E_s$  зависит от уровня напряжения. При быстром приложении нагрузки, равной 50% от разрушающей (недренированное состояние, коэффициент надежности – 2), величина  $E_s$  в 50...70 раз превышает значение недренированной прочности на сдвиг  $\tau_{fu}$ .

## 1. ВЫЧИСЛЕНИЕ МОДУЛЯ ГРУНТА

### 1.1. Модуль упругости

В условиях недренированного нагружения модуль упругости  $E_u$  отражает уровень мгновенной осадки грунта до начала консолидации. Из-за сложности определения характе-

ристик деформации в лабораторных условиях часто используют эмпирические отношения. Часто предполагают, что величина  $E_u$  зависит от недренированной прочности на сдвиг. В 1972 г. Бьеррум [2] предложил использовать соотношение  $E_u/\tau_{fu}$ , изменяющееся от 500 до 1500, где  $\tau_{fu}$  определяется путем полевых испытаний крыльчаткой. Самые низкие показатели имеют глины с высоким уровнем пластичности, к которым прикладывается большая нагрузка. Наивысшие показатели характерны для глин с низким уровнем пластичности, к которым прикладывается относительно небольшая нагрузка. Множество показателей приведено в работе Хольца и Ковача [10].

На рис. 1 показана зависимость модуля упругости  $E_f$ , нормализованного по отношению к недренированной прочности на сдвиг, от числа пластичности  $PI$ . При  $PI$  меньше 50 наблюдается большой разброс результатов, а данные при более высоких показателях  $PI$  почти отсутствуют. Такой разброс не удивителен, если принимать во внимание различные методы, используемые для измерения недренированной прочности на сдвиг и уровня напряжений, при котором определяются величины модуля. Поэтому данные, приведенные на рис. 1, не представляют большой ценности для проектирования.

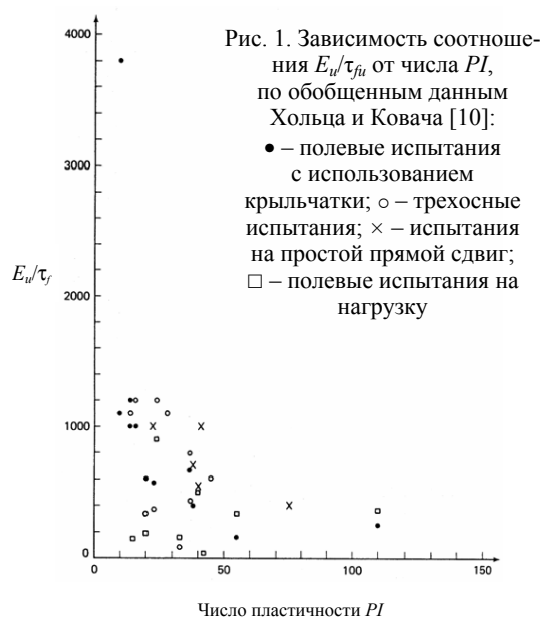
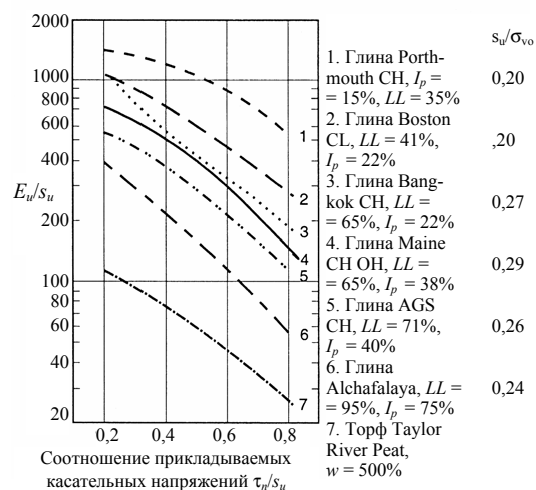


Рис. 1. Зависимость соотношения  $E_u/\tau_{fu}$  от числа  $PI$ , по обобщенным данным Хольца и Ковача [10]:  
 ● – полевые испытания с использованием крыльчатки; ○ – трехосные испытания; × – испытания на простой прямой сдвиг; □ – полевые испытания на нагрузку

На рис. 2 показано изменение нормализованного модуля  $E_u/S_u$  для нормально уплотненных глин как функции приложенного касательного напряжения  $\tau_u/S_u$  [12]. Модуль упругости уменьшается при увеличении касательного напряжения, и этот эффект отчасти объясняет большой разброс показателей на рис. 1. Нормализованный модуль уменьшается при увеличении числа пластичности. При низком уровне касательных напряжений (0, 2) соотношение  $E_u/S_u$  колеблется в пределах 100...1500 и уменьшается при более высоком уровне касательных напряжений от 0,8 до 25...700.



CK<sub>0</sub>U – консолидированно-недренированные испытания на простой сдвиг образцов, уплотненных в условиях невозможности бокового расширения

Все грунты – нормально уплотненные

Рис. 2. Значение модуля как функции соотношения касательных напряжений (использована полулогарифмическая шкала, по материалам работ [18, 12])

### 1.2. Определения

По закону Гука, который определяет зависимость между вертикальной деформацией сжатия  $\varepsilon_z$  и осевым напряжением  $\sigma_z$ , для упругих материалов

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E}, \quad (5)$$

где  $E$  – модуль упругости Юнга.

Определяется следующее соотношение между деформациями в трех направлениях:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = -\nu\varepsilon_z, \quad (6)$$

где  $\varepsilon_x$  и  $\varepsilon_y$  – деформации в направлениях  $x$  и  $y$ ;  $\nu$  – коэффициент Пуассона.

Если касательное напряжение  $\tau_{zx}$  приложить к упругому кубу, сдвиговая дилатация  $\gamma_{zx}$  будет связана с величиной  $\tau_{zx}$  следующей зависимостью:

$$\gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G}, \quad (7)$$

где  $G$  – модуль сдвига.

Из уравнений (5) и (7) соотношение между модулем упругости  $E$  и модулем сдвига  $G$  будет следующим:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}. \quad (8)$$

Данное соотношение зависит от коэффициента Пуассона, величину которого необходимо правильно оценивать. Обычно считается, что для мелкозернистых грунтов в недренированном состоянии  $\nu = 0,5$ , однако при низком уровне деформации  $\nu$  может быть значительно ниже (0,15...0,30). Этот аспект, который может значительно повлиять на интерпретацию тестов, проводимых при небольших деформациях, обычно игнорируется при обращении к уравнению (8).

### 1.3. Определение модуля сдвига $G$

Величина модуля сдвига зависит от уровня деформации (или прилагаемых касательных напряжений, т. е. коэффициента надежности, см. рис. 2). На рис. 3 показана типичная кривая «касательные напряжения – сдвиговая деформация» для мелкозернистых грунтов при недренированном напряжении. Указаны три традиционно используемых варианта определения модуля сдвига. При очень низком уровне напряжения (очень малых деформациях) модуль сдвига будет максимальным  $G_{\max}$ . При увеличении напряжений модуль сдвига уменьшается (см. рис. 2). При уровне напряжения, равном 50% от разрушающей нагрузки, часто используют обозначение  $G_{50}$ , которое соответствует коэффициенту надежности,

характерному для обычных рабочих условий. При разрушении уровень сдвига определяется как  $G_f$ .

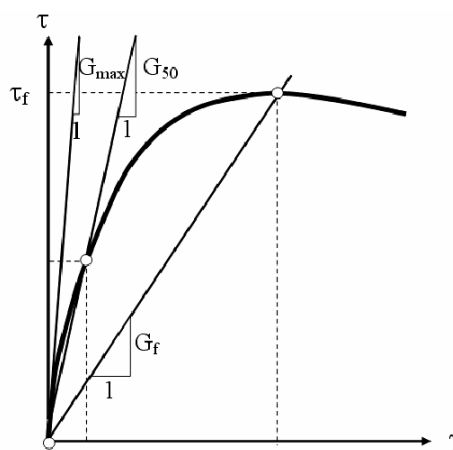


Рис. 3. Зависимость сдвиговой деформации от касательных напряжений для мелкозернистых грунтов при недренированном нагружении

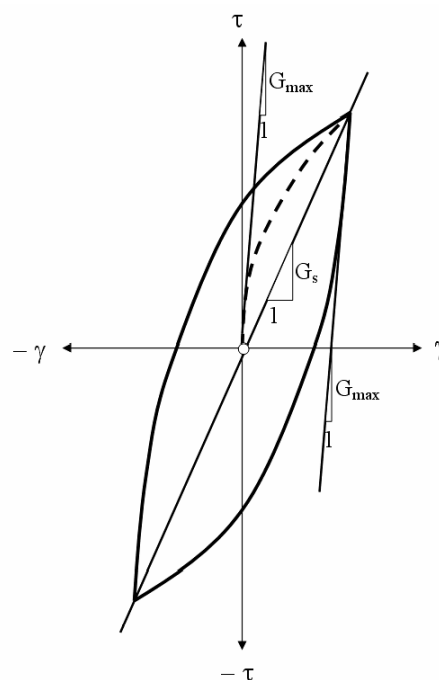


Рис. 4. Напряженно-деформированное состояние грунта во время его сдвига при повторной нагрузке

На рис. 4 приведена зависимость между напряжениями и деформациями в случае повторной нагрузки, а также кривые начальной нагрузки  $G_{\max}$  и повторной разгрузки–

нагрузки. Обычно на практике соотношение между напряжениями и деформациями грунта определяют по секущему модулю  $G_{\max}$ . Отметим, что при разгрузке и повторном нагружении данный модуль часто рассматривают как соответствующий модулю начальной нагрузки  $G_{\max}$ .

Достаточно часто модуль грунта нормализуют по отношению к недренированной прочности на сдвиг (см. рис. 2). Обычно считается, что между жесткостью и прочностью грунта существует линейная зависимость. Однако это неверно. Для нормально уплотненных мелкозернистых грунтов существует тесная зависимость между соотношением  $\tau_f/\sigma_v$  и  $PI$  [2]:

$$\frac{\tau_{fu}}{\sigma'_v} = 0,0029PI + 0,13, \quad (9)$$

где  $\sigma_v$  – эффективное вертикальное напряжение.

С другой стороны, модуль сдвига при небольших деформациях нелинейно связан с эффективным (природным) напряжением, что будет показано дальше.

## 2. МОДУЛЬ СДВИГА ПРИ МАЛЫХ ДЕФОРМАЦИЯХ

### 2.1. Эмпирические зависимости

Гардин (Hardin, 1978) предложил следующую полуэмпирическую зависимость для вычисления модуля сдвига при малых деформациях  $G_{\max}$ :

$$G_{\max} = \frac{625}{0,3 + 0,7e^2} OCR^k (\sigma'_o p_a)^{0,5}, \quad (10)$$

где  $e$  – коэффициент пористости;  $OCR$  – коэффициент переуплотнения;  $k$  – эмпирическая константа, зависящая от  $PI$ ;  $\sigma_o$  – среднее эффективное напряжение;  $p_a$  – относительное напряжение (98,1 кПа).

Следовательно, модуль сдвига при малых деформациях есть функция квадратного корня из средней величины эффективного напряжения, а также из величины вертикального эффективного напряжения. Поэтому предположение о линейной природе зависимости  $G/\tau_f$  верно.

Средняя величина эффективного напряжения может быть вычислена по формуле

$$\sigma'_0 = \frac{(1+2K_0)}{3} \sigma'_v, \quad (11)$$

где  $K_0$  – коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя в терминах эффективных напряжений.

Массарш [19] предложил следующее эмпирическое отношение для нормально уплотненных глин:

$$K_0 = 0,0042PI + 0,44. \quad (12)$$

Гардин (Hardin, 1978) вывел отношение для вычисления параметра  $k$  из  $PI$ :

$$k = 0,006PI + 0,045. \quad (13)$$

В уравнении (10) в достаточной степени отражены показатели, полученные в результате испытаний слабой глины и пылеватого грунта [1, 3, 14, 16, 23].

### 2.2. Определение модуля сдвига при малых деформациях

Модуль сдвига при малых деформациях может быть точно определен в ходе как полевых, так и лабораторных исследований. При полевых испытаниях обычно используют методы сейсмических исследований в вертикальных и перекрестных скважинах, также все большую популярность приобретает SASW-испытание. В работе Стоко и Сантамарина (Stokoe & Santamarina, 2000) описываются различные сейсмические методы и их практическое применение. В Скандинавии некоторые ученые проводили динамические штамповые испытания [1, 3].

Сейсмические и динамические лабораторные испытания описываются в специальной литературе (Woods & Henke, 1981, Woods, 1994). Интересное развитие получила технология применения изгибаемого элемента, которую можно применять параллельно с обычными методами лабораторных исследований, таких как трехосные и одометрические испытания [7].

Также повысилась точность измерений, проводимых в ходе обычных лабораторных исследований. Стало возможным измерение

напряжения и деформации даже при очень низком уровне деформации во время трехосных испытаний, испытаний на простой или прямой сдвиг.

В университете Кентукки разработаны высокоточные методы испытания на сдвиг при кручении [6]. В то время уникальным свойством данного испытания была возможность точного измерения модуля сдвига при очень небольшой деформации сдвига (0,001%). Уровень напряжения при испытании на сдвиг при кручении равен 0,1 Гц, что более чем на один порядок меньше, чем при резонансных испытаниях колонн. Сравнительные испытания на глинах, пылеватых песках и песках показали, что при малых деформациях ( $\leq 0,001\%$ ) модуль сдвига практически не зависит от частоты и, соответственно, от скорости деформации.

### 2.3. Зависимость между $G_{\max}$ и $\tau_{fu}$

Дорингер [5] проанализировал данные сейсмических полевых испытаний и лабораторных измерений, характеризующие мелкозернистые грунты. Тесты были оценены с использованием концепций, приведенных в предыдущем разделе. Подставляя уравнение (9) в уравнение (10), а также соответствующие значения  $k$  и  $K_0$ , и заменяя значения коэффициента пористости  $e$  величиной влажности  $w_n$  (предполагаются условия водонасыщенности грунта), получают зависимость (14а). Необходимо отметить, что в данном отношении значение  $G_{\max}$  нормализуется с помощью квадратного корня из значения недренированной прочности на сдвиг  $\tau_{fu}$ .

$$\frac{G_{\max}}{\sqrt{\tau_{fu} P_a}} = \frac{625}{0,3 + 0,7e^2} OCR^k \sqrt{\frac{1 + 2K_0}{3(0,0029PI + 0,13)}} \quad (14a)$$

$$\frac{G_{\max}}{\sqrt{\tau_{fu} P_a}} = \frac{625}{0,3 + 0,7(w_n \frac{\rho_s}{\rho_n})} OCR^k \sqrt{\frac{1 + 2K_0}{3(0,0029PI + 0,13)}} \quad (14б)$$

где  $w_n$  – влажность в природных условиях;  $\rho_s$  – плотность твердых частиц;  $\rho_w$  – плотность воды.

Показатели нормализованного модуля сдвига, представленные на рис. 5 в качестве функции значений влажности, приводятся для различных значений числа пластичности  $PI$  в условиях нормально уплотненного грунта. Очевидно, что значения нормализованного модуля сдвига значительно уменьшаются при увеличении влажности грунта. Уменьшение величин нормализованного модуля сдвига менее заметно при более высоком влагосодержании.

На рис. 5 также показаны результаты сейсмических измерений по данным полевых и лабораторных динамических испытаний, проводимых на различных грунтах; эти данные приводятся в работе Дорингера [5]. Несмотря на то что для определения недренированной прочности на сдвиг использовались разные методы, все полученные данные могут быть описаны полуэмпирическими зависимостями. Значения модуля, полученные в ходе полевых испытаний, в большинстве случаев на 10...20% выше значений, полученных в ходе лабораторных исследований.

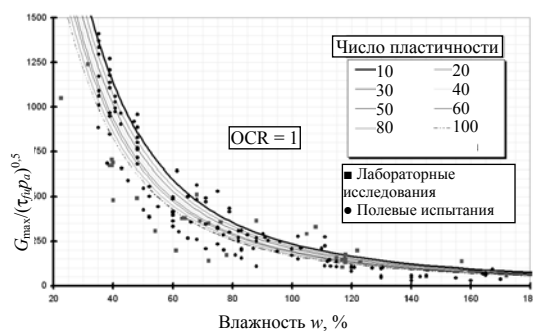


Рис. 5. Зависимость между нормализованным модулем сдвига  $G_{\max}$  и влажностью при небольших деформациях (уравнение (14б) [5]

Очевидно, что влажность (и, следовательно, коэффициент пористости) оказывают сильное влияние на значения модуля малых деформаций. Значения нормализованного модуля сдвига (при небольшой деформации сдвига) гораздо выше у пылеватых глин и ила, чем у обычных глин; они могут колебаться от 1000 до 2000. При испытании низкопластич-

ных глин данный показатель превышает значение 1500, но снижается до 200, когда величина  $w_n$  достигает 100%. Для органических грунтов это значение может быть гораздо ниже. На рис. 1 и 2 показан большой разброс значений, что неудивительно.

Уравнение (14) можно использовать для вычисления модуля сдвига и, следовательно, скорости прохождения сдвиговой волны. Для нормально уплотненных слабых глин, где  $\tau_{fu} = 15 \text{ кПа}$ ,  $w_n = 80\%$ ,  $PI = 60$ , нормализованное отношение модуля на сдвиг имеет вид  $G_{\max}/(\tau_{fu} p_a)^{0.5} = 280$ . В данном случае индекс жесткости равен  $G_{\max}/\tau_{fu} = 230$ . Предполагая, что при малых деформациях  $\nu = 0,3$ , можно вычислить  $E_{\max}/\tau_{fu} = 600$ . Это значение не выходит за пределы значений модуля при низком уровне касательных напряжений, показанных на рис. 2.

### 3. ВЛИЯНИЕ ДЕФОРМАЦИИ НА ЗНАЧЕНИЯ МОДУЛЯ СДВИГА

#### 3.1. Общие тенденции

На значения модуля сдвига влияет уровень напряжений и, соответственно, уровень деформаций. Точность измерительных приборов, используемых при обычных лабораторных испытаниях, ограничена, поэтому с их помощью нельзя определить  $G_{\max}$ . С другой стороны, в ходе резонансных испытаний колонн можно с высокой точностью определить уровень деформации сдвига, когда его значения приближаются к  $10^{-4}$  или даже меньше. На рис. 6 показаны результаты резонансного стержневого испытания с использованием восстановленного образца пылеватой глины [6]. Испытание проводилось при частоте колебаний, равной примерно 30 Гц. При деформации сдвига меньше  $10^{-3}\%$  модуль сдвига почти всегда имел постоянное значение ( $G_{\max} = 77 \text{ МПа}$ ). Однако при увеличении деформации сдвига показатели модуля значительно уменьшались, и при деформации сдвига 0,1% его величина составила 24 МПа (30% от максимального значения). А ведь при обычных лабораторных испытаниях первые данные снимаются именно при этом уровне деформации, поэтому, естественно, в значительной степени недооценивается жесткость грунта.

Массарш [23] приводит данные резонансных испытаний колонн на различных мелкозернистых грунтах (рис. 7), в ходе которых нормализованный модуль сдвига  $G_s/G_{\max}$  был представлен в виде функции деформации сдвига на линейной шкале. Из рисунка видно, что на уменьшение модуля сдвига сильно влияет величина  $PI$ . Значения модуля сдвига уменьшаются гораздо быстрее у низкопластичных грунтов.

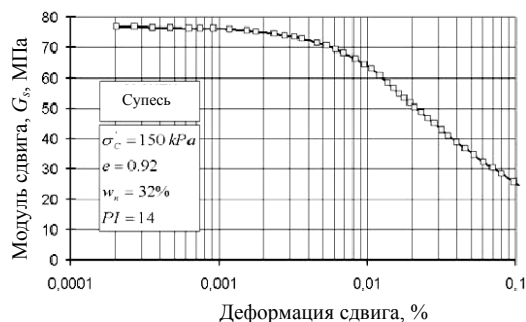


Рис. 6. Изменение модуля сдвига при нарастании сдвиговой деформации, определяемой в ходе резонансного испытания колонн, по данным [6]

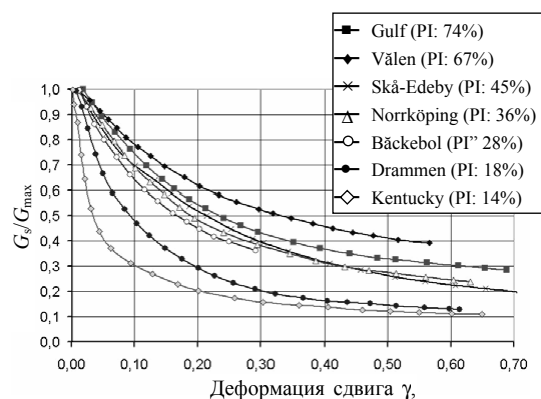


Рис. 7. Нормализованное отношение между напряжениями и деформациями для глин и пылеватых грунтов, определенное в ходе резонансного испытания колонн [23]

#### 3.2. Напряженно-деформированное состояние грунта

Напряженно-деформированное состояние мелкозернистых грунтов стало объектом широкомасштабных исследований в ходе строительства в сейсмически активных районах. Были даны рекомендации по вычисле-



нию модуля сдвига как функции деформации сдвига (Kovacs et al., 1971, Seed & Idriss, 1970). Наиболее широкое применение получило соотношение, предложенное Вучетичем и Добри (Vučetić & Dobry, 1991).

Основываясь на данных, полученных в ходе лабораторных исследований, опубликованных в литературе, они построили кривые соотношения напряжений и деформаций (рис. 8). На рис. 8 также показано влияние пластичности грунта и количества циклов нагрузки на его напряженно-деформированное состояние. Из рисунка следует, что для мелкозернистых грунтов наиболее важным параметром напряженно-деформированного состояния является число пластичности  $PI$  и, следовательно, кривая уменьшения модуля. Напряженно-деформированное состояние грунтов с более высоким уровнем пластичности обычно является более линейным. Кроме того, модуль грунта уменьшается с увеличением количества циклов. Поскольку кривые соотношения напряжений и деформаций представлены в графической форме, это осложняет их применение для численного анализа.

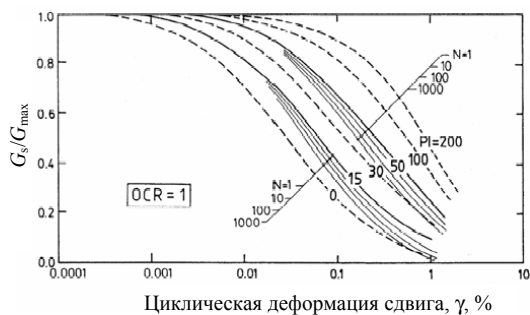


Рис. 8. Изменение значений модуля сдвига как функции циклической деформации сдвига для нормально уплотненных грунтов и влияние числа пластичности  $PI$  и количества циклов нагрузки

Дорингер [5] обработал данные по напряженно-деформированному состоянию грунта, преимущественно полученные в ходе резонансных испытаний колонн и опубликованные в литературе, и представил свой регрессивный анализ. Для определения показателей уменьшения модуля сдвига  $G_s$  при трех уровнях сдвиговой деформации (0,1, 0,25 и 0,5%), используется коэффициент уменьшения модуля  $R_m = G_s/G_{max}$  (рис. 9).

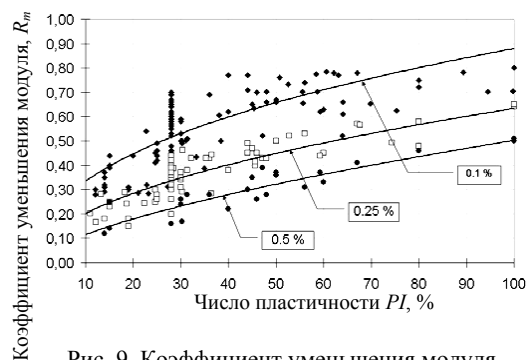


Рис. 9. Коэффициент уменьшения модуля  $R_m = G_s/G_{max}$  как функция числа пластичности  $PI$  при трех уровнях деформации [5]

Несмотря на то что использовалась различная по содержанию специальная литература и проводились испытания на самых различных грунтах, необходимое соотношение было найдено. Результаты испытаний хорошо согласуются с данными Вучетича и Добри (Vučetić & Dobry, 1991). В условиях пылеватых грунтов значения модуля фактора спада  $R_m$  резко уменьшаются. Для грунта с  $PI = 20\%$  при  $\gamma = 0,1\%$  модуль сдвига равен  $0,45 G_{max}$ , а при  $\gamma = 0,5\%$  его значение составляет  $0,15 G_{max}$ .

### 3.3. Предложенная модель напряженно-деформированного состояния

Роллинс (Rollins et al., 1998) сопоставил данные по зависимостям между напряжениями и деформациями для песка и гравия и предложил следующее соотношение, отражающее изменения нормализованного модуля сдвига  $G_s/G_{max}$  в зависимости от изменения величины деформации сдвига  $\gamma$  (%):

$$\frac{G_s}{G_{max}} = \frac{1}{[1,2 + 16\gamma(1 + 10^{-20\gamma})]} \quad (15)$$

Данные, характеризующие мелкозернистые грунты и приведенные на рис. 9, были проанализированы с использованием модифицированного отношения

$$\frac{G_s}{G_{max}} = \frac{1}{[1 + \alpha\gamma(1 + 10^{-\beta\gamma})]} \quad (16)$$

где коэффициенты  $\alpha$  и  $\beta$  выводятся эмпирически на основании рис. 9.

Зависимость между этими коэффициентами и величиной  $PI$  приводится на рис. 10.

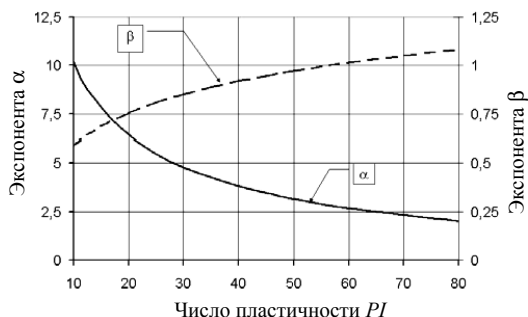


Рис. 10. Зависимость между величиной  $PI$  и параметрами  $\alpha$  и  $\beta$  (см. уравнение (15))

Для глин с  $PI = 20 \dots 40$  обычный диапазон значений коэффициента  $\alpha = 6,5 \dots 4,0$ , а коэффициента  $\beta = 0,75 \dots 0,9$ . В уравнении (16) дается численное определение напряженно-деформированного состояния мелкозернистых грунтов, что упрощает его использование в аналитических моделях.

Изменение нормализованного модуля сдвига представлено в виде функции деформации сдвига для разных значений  $PI$  как на линейной, так и на полулогарифмической шкале (рис. 11, а и б). Показанные на рис. 11 данные соответствуют ранее выведенным зависимостям (Vucetić & Dobry, 1991). Это неудивительно, поскольку в настоящем исследовании использовались показатели из той же базы данных. Однако в настоящее исследование вошли и дополнительные данные, прежде всего из Скандинавии.

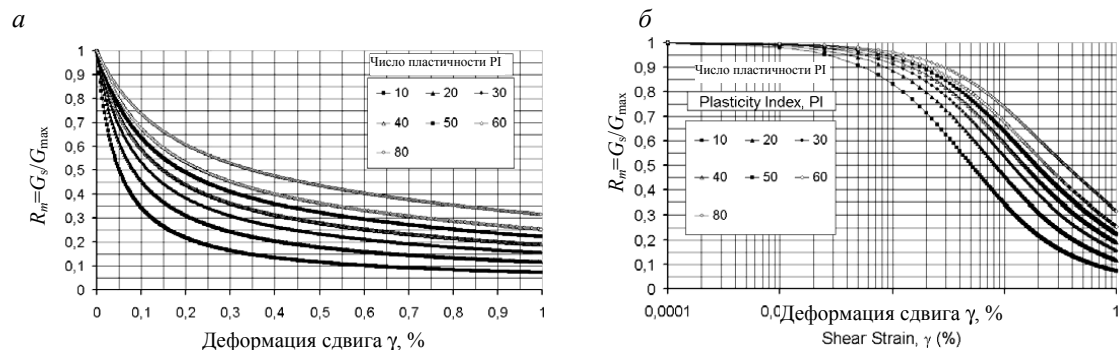


Рис. 11. Изменение нормализованного модуля сдвига как функция деформации сдвига для разных значений  $PI$ : а – в линейном масштабе; б – в полулогарифмическом масштабе

#### 4. ВЛИЯНИЕ СКОРОСТИ ДЕФОРМАЦИИ НА ЖЕСТКОСТЬ ГРУНТА

##### 4.1. Некоторые наблюдения, связанные с влиянием скорости деформации

Одной из причин, по которой инженеры-геотехники неохотно используют данные о зависимостях между напряжениями и деформациями, полученными в ходе сейсмических исследований и резонансных испытаний колонн, является понятие о «сейсмическом модуле», который может применяться только для решения вопросов динамики (т. е. при высоких скоростях деформации). Ниже будет доказано, что это неправильное понимание и что в ходе сейсмических испытаний при небольших деформациях скорость нагружения невелика, а во многих случаях гораздо ниже, чем при обычных геотехнических испытаниях.

Для иллюстрации данного положения были вычислены типичные значения скорости нагружения, характерные для различных видов строительных работ, а также для обычных геотехнических испытаний (рис. 12, а и б). Нужно отметить, что эти вычисления не отличаются высокой точностью, поскольку необходимы лишь для наглядного отображения данной проблемы. Для определения скорости нагружения было сделано предположение о том, что деформации (в данном случае – деформация сдвига, %) развиваются во времени в соответствии с синусоидальной зависимостью (1/4 синусоидальной волны). Затем вычислялось значение секущей, проведенной от нижней до пиковой точки кривой деформации, и это значение использовалось в качестве средней скорости нагружения (в %/мин или в %/с).

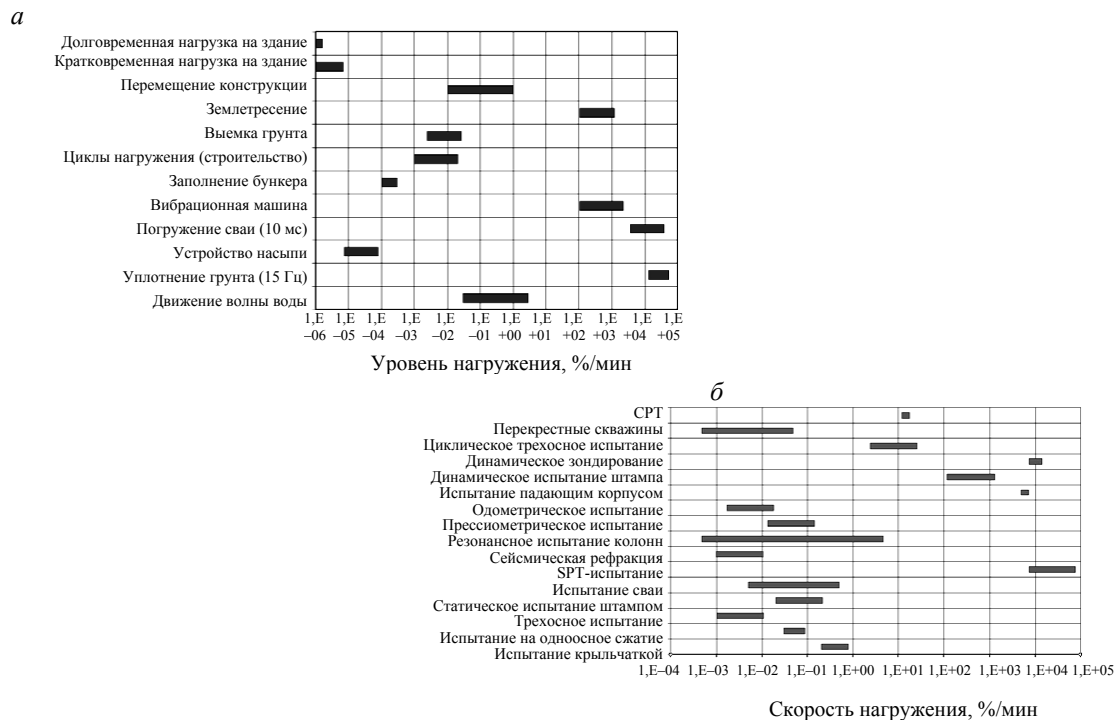


Рис. 12. Рассчитанный диапазон средней скорости нагружения при строительных работах (а) и геотехнических испытаниях (б) (скорость нагружения вычислялась с использованием  $\frac{1}{4}$  синусоидальной кривой)

Обратим внимание на то, что значения средней скорости нагрузки проходят более чем через 10 порядков величины (%/мин). Еще интереснее, что скорость нагружения, определенная в ходе обычных полевых испытаний и лабораторных исследований, которые ежедневно проводятся при «статическом» испытании, значительно выше, чем при сейсмических и циклических испытаниях грунта. Например, скорость нагружения при проведении трех наиболее распространенных геотехнических испытаний (SPT, СРТ и испытания крыльчаткой) значительно выше, чем при сейсмическом испытании в перекрестных скважинах.

Значения скорости нагружения при небольшой деформации в лабораторных резонансных испытаниях колонн сравнимы с аналогичными показателями, полученными в ходе испытаний на недренарованную прочность на сдвиг, а также трехосных испытаний, но гораздо ниже тех, которые наблюдаются при лабораторных испытаниях с использованием падающего конуса или крыльчатки.

#### 4.2. Скорость нагружения в ходе сейсмических испытаний

Влияние скорости нагружения на величину недренарованной прочности на сдвиг было предметом обсуждения в специальной литературе, например в работе Бьеррума [2]. Однако влияние скорости нагружения на жесткость грунта (модуль сдвига) почти не привлекало внимания его учеников. В 1981 г., эта тема обсуждалась в ICSMEF в Стокгольме. «Модуль сдвига, определяемый в ходе «сейсмических испытаний», обычно считается «динамическим модулем». Поэтому его значение для статического фундаментостроения еще не везде оценено по достоинству. Тем не менее, можно доказать, что при небольшой деформации сдвига «динамический» модуль сдвига определяется при такой скорости деформации, которая соответствует условиям статического нагружения» [22].

Но и сейчас, более 20 лет спустя, этот факт не принят во внимание, хотя потенциально он может привести к очень важным

научным последствиям. Для иллюстрации обратимся к рис. 6, где приведены результаты резонансного испытания колонн на пылеватой глине при частоте колебаний примерно 30 Гц. При величине деформации сдвига, равной 0,002%, скорость нагружения составляет 0,024%/с. Эти показатели сравнимы с результатами обычных недренированных испытаний на сжимаемость. При деформации сдвига 0,0002% измеренное значение модуля сдвига составило 76 МПа. Значение 0,002% стало переходным, после чего модуль сдвига начал уменьшаться.

Поскольку испытание проводилось при постоянной частоте колебаний, скорость нагружения увеличилась на один порядок, не оказав существенного влияния на показатели жесткости грунта. Эта зависимость достигалась в ходе многих исследований на основе резонансных испытаний колонн. Поэтому следует отметить, что скорость деформации оказывает пренебрежимо малое влияние на значения модуля сдвига при низком уровне деформации ( $<0,001\%$ ).

Интересно сравнить скорости нагружения при «динамическом» резонансном испытании колонн, проведенном на слабой глине, и «статическом» прямом испытании на сдвиг (рис. 13, а и б).

Величины деформации сдвига располагаются в осях со временем (секунды и часы, соответственно). В ходе «динамических» резонансных испытаний колонн, проводимых при частоте колебаний 8 Гц и уровне деформации на сдвиг 0,0001%, величина средней скорости нагружения составляла 0,0003%/с. При «статическом» прямом испытании на сдвиг, которое обычно проводится в течение

1...2 часов до разрушения (2...5% сдвиговой деформации), показатели средней скорости нагружения почти не изменились (2% в течение 1ч 45 мин: 0,003%/с). Величина модуля сдвига, определенная при уровне деформации на один порядок меньше, практически не изменяется, если испытание проводится при такой же скорости деформации, как и в ходе лабораторных исследований. Поэтому можно с достаточной степенью надежности вычислить значения нижней (при низком уровне деформации) и верхней (при высоком уровне деформации) точек кривой «напряжения – деформации» на основании обоих испытаний, если они проходят при одинаковой скорости деформации.

Следовательно, для вычисления зависимости между напряжениями и деформациями в широком диапазоне последних можно объединить данные, полученные в ходе динамических и статических испытаний (рис. 14).

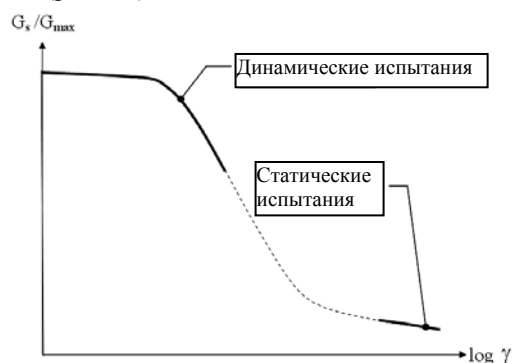


Рис. 14. Построение кривой «напряжения – деформации» по результатам динамического и статического испытаний при одинаковой скорости деформации

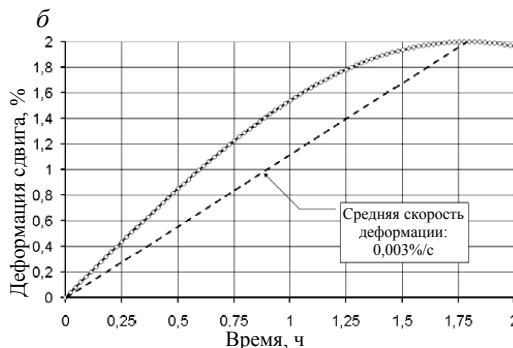
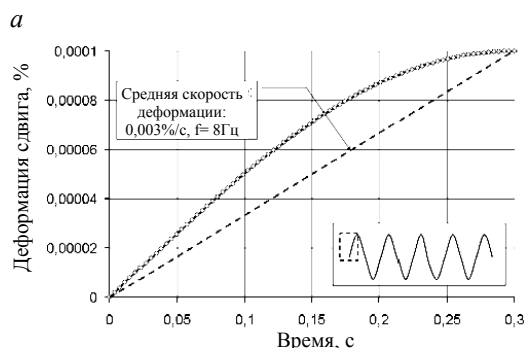


Рис. 13. Сравнение значений средней скорости деформации сдвига по результатам динамических резонансных испытаний колонн (а) и статических испытаний на сдвиг (б)

## 5. ИСТОРИЯ ПЛОЩАДКИ VÄSKEVOL

## 5.1. Геотехническое состояние

Площадка строительства Väskebol располагается в северной части Готенбурга, на западном побережье Швеции и уже давно является объектом многочисленных геотехнических испытаний (Massarsch, 1996, Sällfors, 1975, Torstensson, 1973), [1, 9, 16]. Глубина слоя слабой высокопластичной глины превышает 40 м. До глубины 1 м от поверхности идет толстый слой сухой корки, далее, до отметки 10 м, располагается достаточно однородный слой морской послеледниковой глины. Грунтовые воды находятся на глубине 1 м от поверхности земли, а давление поровой воды ниже этого уровня является гидростатическим. Влажность в этом слое грунта колеблется от 70 до 90%, что несколько выше предела текучести. Предел пластичности равен примерно 35%, а число пластичности – примерно 50%. На глубине 4...5 м глина несколько переуплотнена. Коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя  $K_0$  измерялся в ходе полевых и лабораторных испытаний [24], и на глубине 5 м величина  $K_0 = 0,6$  (уравнение (12)). Плотность глины –  $15,5 \text{ кН/м}^3$ .

Значения недренированной прочности на сдвиг определялись в ходе комплексной программы испытаний, включающей полевые испытания крыльчаткой и модельные испытания свай (Torstensson, 1973). Величина индекса чувствительности глины на глубине 4...5 м колеблется в пределах 20. Значение недренированной прочности на сдвиг определено в ходе полевого испытания крыльчаткой с поправкой на уровень пластичности грунта, на глубине 4...5 м оно равно 15 кПа. На рис. 15 показаны результаты, полученные при полевом испытании крыльчаткой на глубине 3,75 м при различных скоростях нагружения. Необходимо отметить, что обычная скорость нагружения в ходе полевых испытаний крыльчаткой – 1 мин до разрушения.

Если предположить, что разрушение происходит при величине деформации сдвига, равной 1% при быстром нагружении и 5% – при медленном, то можно определить влияние скорости деформации сдвига на значения недренированной прочности на сдвиг (рис. 16).

При обычном испытании крыльчаткой скорость деформации равна  $0,03\%/с$  ( $1,6\%/мин$ ). Величина недренированной прочности на сдвиг для глины Väskebol увеличивается примерно на 15% за логарифмический цикл. Поэтому на величину секущего модуля сдвига при разрушении  $G$  влияет величина скорости нагружения.

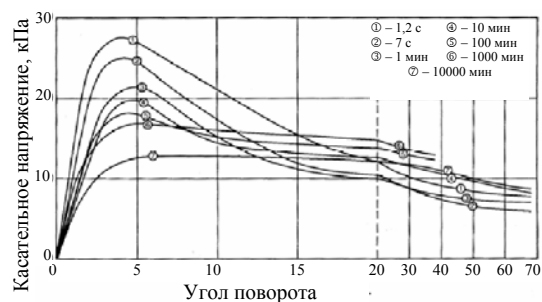


Рис. 15. Касательное напряжение как функция величины угла поворота при различных уровнях нагружения, полученное на основе полевых испытаний крыльчаткой (Torstensson, 1973)

Торстенссон (Torstensson, 1973) также проводил трехосные консолидированно-недренированные испытания. Значения недренированной прочности на сдвиг, выраженные через девиатор напряжения (рис. 17), соотносятся с соответствующими величинами, полученными в ходе полевых испытаний крыльчаткой.

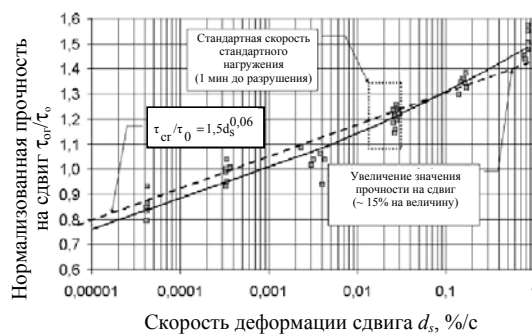


Рис. 16. Влияние скорости деформации сдвига на значения недренированной прочности на сдвиг по результатам полевых испытаний крыльчаткой (указана приблизительная стандартная скорость стандартного нагружения)

Разрушение происходит при осевой деформации, равной 1,25%. Деформация сдвига  $\gamma$  находится в следующей зависимости от осевой деформации  $\epsilon_a$  (см. также уравнение (8)):

$$\Delta\gamma = (1 + \nu)\Delta\varepsilon_a, \quad (17)$$

где  $\nu$  – коэффициент Пуассона.

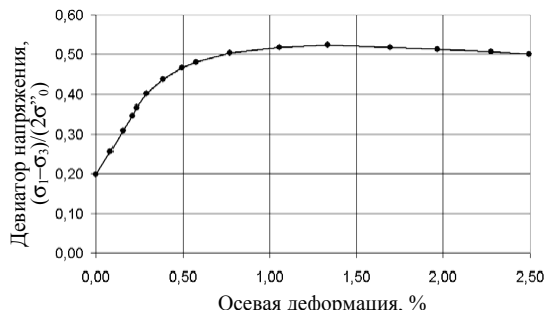


Рис. 17. Кривая «напряжения–деформации», построенная на основе консолидированно-недренированного трехосного испытания образца, отобранного с глубины 4,5 м, по данным Торстенссона

Предполагается недренированное состояние грунта ( $\nu = 0,5$ ),  $\gamma = 1,5 \varepsilon_a$ . Далее можно вычислить эквивалентный модуль сдвига при разрушении (1,9% деформации сдвига):  $G_f = 790$  кПа.

### 5.2. Сейсмические испытания

На площадке VäckeboI проводились различные статические и динамические испытания [1, 3, 16], в том числе испытания с использованием ввинчивающегося штампа и сейсмические ДН- и СН-испытания. Кроме того, Андреассон [1] проводил резонансные испытания колонн на сплошных и пустотных образцах грунта. На рис. 18 показаны результаты сейсмических СН-испытаний, в ходе которых использовались два различных источника энергии. Значения скорости волны сдвига на глубине 4 и 5 м колебались от 70 до 80 м/с.

Резонансные испытания колонн проводились на образцах грунта ненарушенной структуры, отобранных с разных глубин, с использованием свободно фиксированных устройств и соблюдением стандартной процедуры испытания [1]. Диапазон измеряемых значений деформации сдвига составлял 0,0003...0,1%. Образцы грунта ненарушенной структуры были заново уплотнены (реконсолидированы) под действием природных напряжений, и только после этого началось

испытание. На рис. 19, а и б приводятся результаты резонансных испытаний колонн на глубине 4 и 5 м соответственно. Максимальное значение модуля сдвига на глубине 4 м было 5,5 МПа, на глубине 5 м – 6,7 МПа. На основании резонансных испытаний колонн можно построить кривую уменьшения модуля (см. рис. 19).



Рис. 18. Результаты сейсмических СН-испытаний [1]

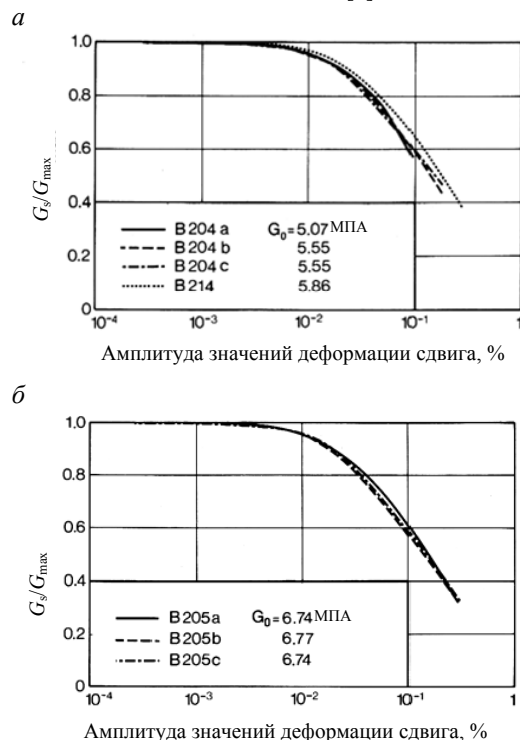


Рис. 19. Результаты резонансных испытаний колонн на глубине 4 м (а) и 5 м (б) [1]

5.3. Применение концепции напряженно-деформированного состояния

Значения скорости волны сдвига при малых деформациях, определяемые в ходе резонансных испытаний колонн (65 м/с), несколько ниже, чем полученные при полевых СР-испытаниях (70...80 м/с). Нормализованные кривые «напряжения – деформации», определенные на одной и на другой глубине, хорошо согласуются между собой. Поэтому возможно совмещение результатов, полученных в ходе сейсмических резонансных испытаний и СН-испытаний (см. рис.18, 19), с результатами трехосных испытаний (см. рис. 17).

С помощью уравнения (17) осевая деформация была преобразована в деформацию сдвига. Данные, полученные в ходе исследований на глубине 4 м, использовались для создания кривой «деформация – напряжение» согласно концепции, представленной на рис. 14. На рис. 20 показано, что можно с достаточной достоверностью определить соотношение между деформациями и напряжениями в большом диапазоне деформаций сдвига – от самых низких (0, 0001%) до высоких (5%). На рис. 20 также продемонстрировано, как вычисляется соотношение между напряжениями и деформациями на основе уравнения (16) и рис. 10, когда предполагается, что  $PI = 50$  ( $\alpha = 3,17$ ,  $\beta = 0,97$ ).

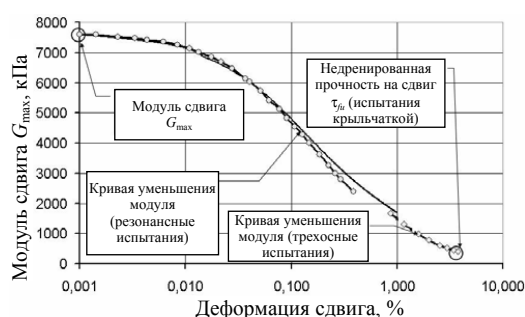


Рис. 20. Кривые «напряжения–деформация», полученные на основе резонансных испытаний колонн и трехосных испытаний (см. также рис. 18, 19)

5.4. Давление поровой воды при погружении сваи

Недалеко от площадки для исследований Väckebo! проводились комплексные испытания, целью которых стал прогноз величины избыточного давления поровой воды при погружении сборной бетонной сваи [21, 25]. Основой для создания модели послужила теория о распространении кавитации. На рис. 21 показана зависимость, используемая в ходе испытаний.

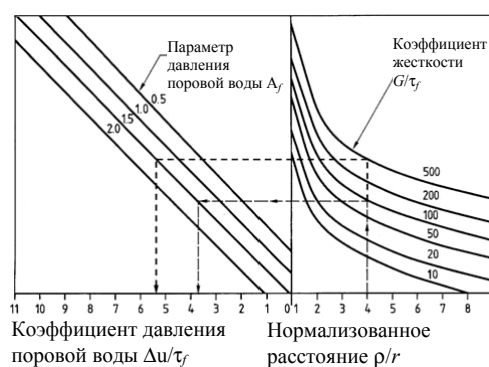


Рис. 21. Зависимость между значениями избыточного давления поровой воды для грунтов с различными коэффициентами жесткости вблизи увеличивающейся полости [21]

Как и во многих других случаях теоретического прогнозирования, результаты сильно зависят от принятых параметров грунта. Был введен важный параметр: коэффициент жесткости ( $G/\tau_f$ ). Принимая во внимание неточность значений модуля грунта (см. рис. 1 и 2), часто трудно делать реалистичные предположения, которые стали бы основой для прогнозирования. На рис. 20 показана кривая «напряжения–деформации», значения которой вычислены на основе трехосных испытаний, проводимых на площадке Väckebo!. Можно предположить, что при разрушении (совсем близко к свае) величина коэффициента жесткости  $G/\tau_f$  будет невелика – около 50 ( $\approx 790/15$ ). Однако при невысоком уровне деформации сдвига (0,0001%) при отдалении от сваи значение коэффициента увеличится:  $G/\tau_f = 500$  ( $\approx 7600/15$ ). Это изменение значительно, поскольку оно коррелирует с фактором 10, значение которого необходимо учиты-

вать даже в ходе предварительных исследований.

Коэффициент жесткости грунта ( $G/\tau_f$ ) можно определить, используя соотношение между напряжениями и деформациями (см. рис. 20). Концепция, представленная в данной работе, позволяет более точно прогнозировать значения избыточного давления поровой воды [25]. Можно теоретически вычислить уровень сдвиговых деформаций на разных расстояниях от свай.

### ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Оценка деформационных свойств грунта – важная составляющая геотехнического проектирования. До сих пор в практической деятельности применяются разработанные десятки лет назад упрощенные концепты, такие как коэффициент реакции основания или постоянные жесткости пружины. В этих эмпирически определяемых значениях не учитываются важнейшие геотехнические факторы: влияние обжимающего давления или уровень деформации.

Информация о модуле грунта, опубликованная в специальной литературе, не отличается структурированностью и не может быть использована для точного проектирования. Тем не менее, для анализа многих комплексных геотехнических проектов применяются сложные технологии, в которых определение специальных геотехнических параметров основывается исключительно на грубых предположениях.

Большие успехи были достигнуты в области строительства в сейсмически активных районах: выработаны точные методы для определения деформационных свойств грунтов даже при очень низких уровнях деформаций (до 0,0001% деформации сдвига). На основе комплексного анализа опубликованных данных сейсмических испытаний удалось получить удивительно точную зависимость между модулем сдвига при малой деформации и влажностью (коэффициентом пористости).

Хорошо известно, что деформация сдвига оказывает влияние на жесткость грунта. На самых различных мелкозернистых грунтах проводились испытания по уменьшению модуля сдвига, значения которого определя-

лись при трех уровнях деформации (0,1, 0,25 и 0,5% деформации сдвига). На коэффициент уменьшения модуля сильное влияние оказывает величина числа пластичности. Значение модуля сдвига резко уменьшается в условиях проведения испытаний на пылеватых глинах и иле, тогда как влияние деформации сдвига менее очевидно для грунтов с высоким уровнем пластичности. Предлагается численная зависимость, с помощью которой можно определить зависимость между напряжениями и деформациями в большом диапазоне значений деформации (от 0,0001 до 0,5% деформации сдвига).

Модуль грунта, вычисленный в ходе сейсмических или динамических испытаний, часто называется «динамическим» модулем. В работе показано, что скорость нагружения в ходе динамических испытаний (например, при резонансном испытании колонн) при невысоких уровнях деформации сдвига низка (0,001...0,01%/с) и сравнима со значениями, полученными при обычных лабораторных испытаниях (трехосных испытаниях и испытаниях на сдвиг). Поэтому начальную и конечную точки кривой «напряжения–деформации» можно определять на основе как сейсмических или динамических испытаний (предпочтительно полевых), так и испытаний на сдвиг. Модуль кривой спада можно точно вычислить в ходе резонансного испытания колонн. В случае отсутствия данных подобных испытаний можно использовать отношение, предложенное в этой работе.

Применение предложенных концепций иллюстрируется примерами с использованием данных, полученных в ходе высокоточных исследований на площадке Väckebo (Швеция). Данные об особенностях деформации, полученные при измерении и прогнозировании, хорошо согласуются между собой.

### *Благодарности*

Исследования, отраженные в данной работе, проводились в течение последних 30 лет в университете Кентукки (Великобритания) и в Королевском технологическом институте в Стокгольме (Швеция). На работу автора сильное влияние оказал профессор Винсент Дрневич, работающий в Великобритании,



который разработал концепцию влияния скорости деформации. Его точные конструктивные замечания всегда получают высокую оценку. Сотрудничество с геотехнической группой из Великобритании было плодотворным и характеризовалось обоюдной заинтересованностью, энтузиазмом и креативностью.

Работа началась в Великобритании и в последующие годы продолжалась в Королевском технологическом институте. Группа студентов-магистрантов (хотелось бы особо поблагодарить Хейке Дорингера) в течение многих часов проводила исследования и анализировала данные. Без их помощи трудно было бы успешно выполнить данное исследование.

Финансовая поддержка исследования осуществлялась несколькими организациями, такими как Совет Швеции по научным исследованиям в области строительства и фонд Åke och Greta Lisshed. Автор выражает им глубокую признательность.

Некоторые теоретические изыскания, лежащие в основе данной работы, являлись составной частью исследовательского проекта PrognosVib, финансируемого Национальным управлением железных дорог Швеции Banverket. Автор приносит благодарность членам PrognosVib, в особенности менеджеру проекта г-ну Александру Смекалу, за тот вклад, который они внесли в осуществление данной работы.

Автор также благодарен д-ру Бенгту Феллиниусу и д-ру Джону Пауэлу за ценные советы и замечания.

### Список литературы

1. *Andreasson B.* Deformation characteristics of soft, highplastic clay under dynamic loading conditions. Chalmers Tekniska Högskola (CTH). 1979. Geoteknik med grundläggning. 242 p.
2. *Bjerrum L.* Embankments on soft ground. Proc. ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, 1972. Purdue University, Vol. II, pp. 1–54.
3. *Bodare A.* Dynamic screw plate for determination of soil modulus in situ. Doctoral thesis, 1983. Uppsala University, UPTec 83 79 R, 273 p.
4. *Broms B. B.* Allowable bearing capacity of initially bent piles. Proc. ASCE, 1963. Vol. 89, No. SM5, p. 73–90.
5. *Döringer H.* Veformungseigenschaften von bindigen Böden bei kleinen Deformationen (Deformation properties of cohesive soils at small deformations). Masters thesis, Dept. Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology (KTH), 1997. 54 p.
6. *Drnevich V. P. and Massarsch K. R.* Sample Disturbance and Stress – Strain Behaviour. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1979. Vol. 105 No GT 9, pp. 1001–1016.
7. *Dyvik R. & Olsen T. S.*  $G_{max}$  measured in oedometer and DSS tests using bender elements. International conference on soil mechanics and foundation engineering, 12, Rio de Janeiro, Aug. 1989. Proceedings, Vol. 1, pp. 39–42.
8. *Fahey M.* Deformation and in situ stress measurement. International conference on site characterization, ICS '98, 1, Atlanta, GA, 19–22 April 1998. Proceedings, Vol. 1, pp. 49–68.
9. *Fellenius B. H.* Downdrag on piles in clay due to negative skin friction. Canadian Geotechnical Journal, 1972. Vol. 9, No. 4, pp. 323–337.
10. *Holtz R. D. & Kovac W. D.* 1981. An Introduction to Geotechnical Engineering. Prentice-Hall, Inc. 733 pp.
11. *Kovacs W. D., Seed H. B. & Chan C. K.* Dynamic moduli and damping ratios for a soft clay. ASCE. Soil Mechanics and Foundations Division. Journal 1971, Vol 97, No SM1, pp. 59–75.
12. *Ladd C. C., Foott R., Ishihara K., Schlosser F. & Poulos H. G.* Stress-deformation and strength characteristics. ICSMFE 9, Tokyo, July 1977. Proceedings, Vol. 2, pp. 421–494.
13. *Langö H. V.* Cyclic shear modulus of natural intact clay. Doctoral thesis, University of Trondheim (NTH). Report 1991:51.
14. *Lämsivaara T. T.* A study of the mechanical behavior of soft clay. Norwegian University of Science and Technology. NTNU. Doktor ingeniöravhandling 1999:85, 191 p.
15. *Lanzo G., Vucetic M., Doroudian M.* Reduction of shear modulus at small strains in simple shear. ASCE. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 1997. Vol 123, No 11, pp 1035–1042.
16. *Larsson R. & Mulabdic M.* Shear moduli in Scandinavian clays. Measurement of initial shear modulus with seismic cones. Empirical correlations for the initial shear modulus in clay. 1991. Swedish Geotechnical Institute, SGI Rapport 40, 127 p.
17. *Larsson R. & Mulabdic M.* Shear Modulus in Scandinavian Clays 1991. Swedish Geotechnical Institute, Report No. 40, 127 p.

18. Lunne T., Robertson P. K. & Powell J. J. *MCone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. . 1997. Blackie Academic & Professional, 352 p.
19. Massarsch K. R. Lateral earth pressure in normally consolidated clay. European conference on soil mechanics and foundation engineering, 7, Brighton, Sept. 1979. Proceedings, Vol. 2. pp. 245–249.
20. Massarsch K. R. and Drnevich V. P. Deformation Properties of Normally Consolidated Clay, 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Brighton. 1979. Proceedings. Vol. 2, pp. 251–255.
21. Massarsch K. R. Soil Movements Caused by Pile Driving in Clay, Inst. för jord-och bergmekanik, KTH, Thesis in partial fulfillment of the requirements for the Degree Doctor of Engineering. 1976. Job-Rapport No 6. 261 p.
22. Massarsch K. R. Dynamic and Static Shear Modulus, Discussion Session 10. Soil Dynamics, Proc. 10th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 15–19 June, 1981, Proceedings, Vol. 4, pp. 880–881.
23. Massarsch K. R. Stress-Strain Behaviour of Clays, 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1985. San Francisco, Proceedings, Volume 2, pp. 571–574.
24. Massarsch K. R. & Broms B. B. Lateral Earth Pressure at Rest in Soft Clay, Proc. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, October 1976, pp. 1041–1047.
25. Massarsch K. R. & Broms B. B. Pile Driving in Clay Slopes, Proceedings of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1981. Stockholm, (also VBB Special Report 21:80.7), Vol. 3. p. 469–474.