ИНТЕРПРЕТАЦИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ ПОЛЕВЫХ ИСПЫТАНИЙ С ЦЕЛЬЮ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ

Болдырев Г.Г., Пензенский университет архитектуры и строительства, ООО «НПП-Геотек»

Мельников А.В., аспирант Пензенского университета архитектуры и строительства

Новичков А.Г., аспирант Пензенского университета архитектуры и строительства

Аннотация: в статье представлены процедуры определения характеристик прочности песчаных и глинистых грунтов из данных полевых испытаний грунтов. Приведены корреляционные зависимости между прочностными характеристиками и параметрами, измеряемыми при проведении полевых испытаний грунтов статическим и динамическим зондированием, прессиометром и дилатометром.

Ключевые слова: полевые испытания; статическое и динамическое зондирование; испытания дилатометром; лопастной срез, плоский штамп; корреляционные зависимости; характеристики прочности

1. Введение

Основными параметрами механических свойств грунтов, определяющими несущую способность оснований и их деформации, являются прочностные и деформационные характеристики грунтов (угол внутреннего трения φ , удельное сцепление c и модуль деформации дисперсных грунтов E, предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов $R_{\rm a}$). Эти характеристики определяются в соответствии с требованиями ГОСТ 12248-2010 [3] и СП 47.13330 [4]. В тоже время СП 22.13330 [5], СП 23.1330 [6], СП 24.13330 [7], СП 25.13330 [8], МДС [9], 5.10-87 [10] допускают применять другие параметры, характеризующие взаимодействие фундаментов с грунтом основания и установленные ОПЫТНЫМ путем (удельные силы пучения промерзании, коэффициент жесткости основания и пр.). В некоторых случаях, когда применяются численные методы расчета оснований, требуются иные параметры, количество и вид которых зависят от принятой модели грунта и программы расчета [1,11,28].

В соответствии с основными нормативными [5-8] и ведомственными документами [9,10] расчет оснований зданий и сооружений следует

выполнять по двум группам предельных состояний: по несущей способности и по деформациям.

Для расчета фундаментов по несущей способности (первая группа предельных состояний) достаточно определить следующие механические характеристики: угол внутреннего трения грунта φ (град.); силы удельного сцепления c (кПа), недренированная прочность c_u (кПа); угол дилатансии ψ (град.).

Согласно СП 22.13330 расчет несущей способности оснований производится по формуле:

$$F = b'l' \left(N_{\gamma} \xi_{\gamma} b' \gamma_{I} + N_{q} \xi_{q} \gamma_{I} d + N_{c} \xi_{c} c_{I} \right), \tag{1}$$

где N_{γ}, N_{q}, N_{c} - безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта. Несущая способность зависит также от других параметров, входящих в формулу (1): ширины и длины фундамента, глубины заложения, угла наклона внешней нагрузки и расчетных значений сил сцепления и удельного веса грунта. Расчетная схема к определению несущей способности показана на рис. 1.

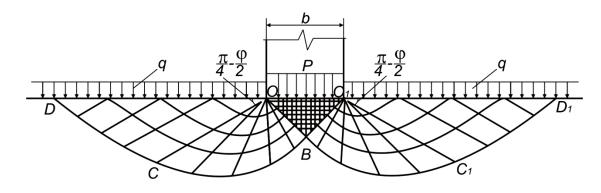


Рис. 1. Расчетная схема определения несущей способности основания центрально нагруженного фундамента

При оценке прочности грунтов с использованием различных технологий зондирования исходят из предположения, что в процессе зондирования возможны два состояния дренированное и недренированное. Первое характерно для сыпучих грунтов (песок, гравелистые пески и т.п.), а второе для водонасыщенных глинистых грунтов. В условиях дренированного нагружения испытания зондом подобны испытаниям в приборе трехосного сжатия при открытой системе в эффективных напряжениях, которые равны полным. Избыточное поровое давление не учитывается, так как оно быстро рассеивается. Отсюда находят эффективный угол внутреннего трения ф', полагая что силы удельного сцепления равны нулю. При зондировании водонасыщенных глин механизм их разрушения подобен недренированным

испытаниям в условиях трехосного сжатия, когда отсутствует изменение объема, а данные испытаний позволяют определить недренированную прочность.

Недренированная прочность грунтов зависит от многих факторов, включая начальное напряженное состояние K_o , анизотропию, граничные условия, скорость деформации, направление нагружения, неоднородность и другие переменные. Вследствие данной неоднозначности, присущая глинистым грунтам, желательно связать результаты полевых испытаний с более устойчивыми параметрами. Полагают [18,22,26,28], что давление предварительного уплотнения σ'_{n} , найденное ИЗ лабораторных компрессионных испытаний является отсчетным параметром для оценки результатов статического зондирования грунтов. ГЛИНИСТЫХ используют нормализованное значение давления предварительного уплотнения, разделив его на значение природного напряжения, т.е. используют коэффициент переуплотнения $OCR = \sigma_P' / \sigma_{vo}'$. Это значение может быть связано с недренированной прочностью через эмпирические зависимости или путем использования численного моделирования [19,21-25,31].

2. Дренированная прочность песчаных грунтов

Дренировнную прочность песка, характеризируемая углом внутреннего трения ϕ' , можно найти из динамических испытаний зондом в виде пробоотборника (SPT) с учетом корректировки затрачиваемой энергии на значение определяемого параметра N. На рис. 2 показана зависимость угла внутреннего трения от нормализованного значения (N_1)₆₀, полученная путем SPT и трехосных испытаний с образцами песка ненарушенной структуры. Монолиты были отобраны предварительным замораживанием песка в полевых условиях.

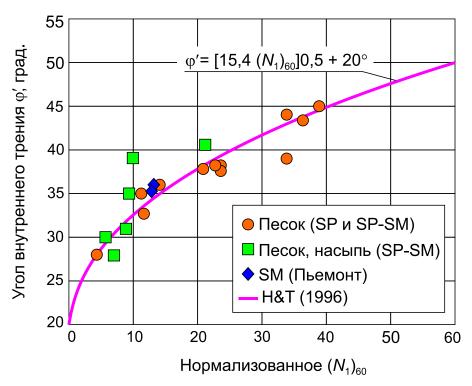


Рис. 2. Значения угла внутреннего трения для песка из SPT испытаний [23]

Выражение для определения эффективного угла внутреннего трения имеет вид:

$$\varphi' = 20^{\circ} + \sqrt{15,4(N_1)_{60}}, \qquad (2)$$

где нормализованное значение N определяют:

$$(N_1)_{60} = \frac{N_{60}}{(\sigma'_{vo}/\sigma_{atm})^{0.5}},$$
 (3)

где σ_{atm} — атмосферное давление, принимаемое равным 100 кПа; σ'_{vo} — эффективные напряжения от собственного веса грунта; N_{60} - откорректированное число ударов падающим молотом в испытаниях пробоотборником (SPT), определяемое как

$$N_{60} = \frac{ER_r}{60} N. (4)$$

В последнем выражении N это число ударов на залог погружения зонда, а ER_r коэффициент, равный отношению фактической энергии, передаваемой на штангу, к теоретической энергии свободно падающего молота [18]. Испытания методом статического зондирования (СРТ) позволяют получить зависимости аналогичные приведенной на рис. 2, полученные динамическим методом испытаний. На рис. 3 приведена рекомендуемая Robertson and Campanella [29] зависимость для чистого кварцевого песка.

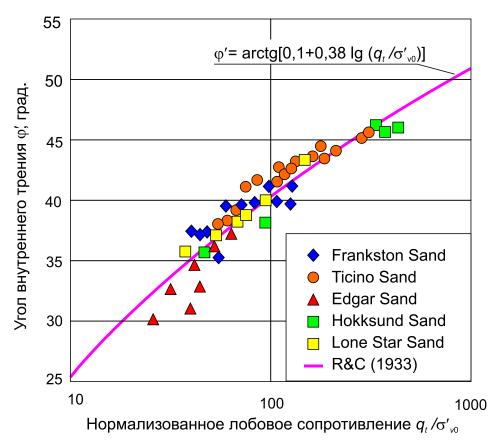


Рис. 3. Угол внутреннего трения из СРТ испытаний чистого кварцевого песка [23]

Значение угла внутреннего трения предлагается находить из следующего выражения:

$$\varphi' = \operatorname{arctg} \left[0.1 + 0.38 \lg \left(q_c / \sigma'_{vo} \right) \right], \tag{5}$$

где q_c — измеренное удельное сопротивление грунта под конусом при статическом зондировании; σ'_{vo} — эффективные напряжения от собственного веса грунта.

Исследования показывают, что в чистом песке, измеренное значение удельного сопротивления пропорционально корню квадратному из эффективного природного напряжения.

Зависимость подобная (1), предполагающая нелинейное изменение нормализованного значения q_c была предложена Kulhawy and Mayne [19]:

$$\varphi' = 17,6^{\circ} + 11,0\lg(q_{c1}), \tag{6}$$

где $q_{c1} = q_c / (\sigma'_{vo}/\sigma_{atm})^{0.5}$ — нормализованное удельное сопротивление грунта. Для пылеватого песка данная зависимость хорошо совпадает с консолидированно-дренированными испытаниями образцов в условиях трехосного сжатия (рис. 4). Две коммерческие лаборатории дали последовательные результаты с характеристиками: c' = 0 и $\phi' = 35^{\circ} \pm 1^{\circ}$.

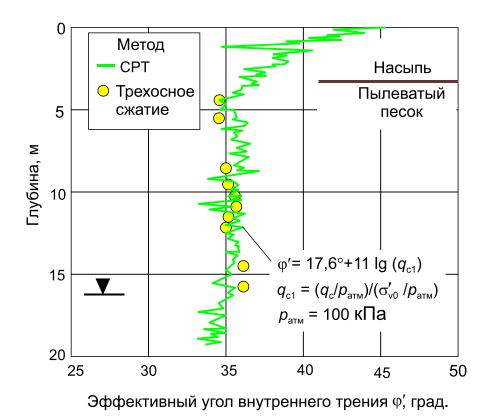


Рис. 4. Профиль ϕ' из СРТ испытаний пылеватого песка (30%) [23]

Пиковое значение угла внутреннего трения можно также найти из испытаний плоским дилатометром (DMT). В 1985 году Marchetti получил путем решения кросскорреляционную зависимость между DMT и CPT результатами испытаний, выполненные Campanella and Roberston [13]. Это решение связывает введенный Marchetti [20] коэффициент K_D как функция ϕ' и боковое напряжение, включая активное, пассивное и состояние покоя. Решение дает консервативную оценку ϕ' для случая пассивного давления (рис. 5).

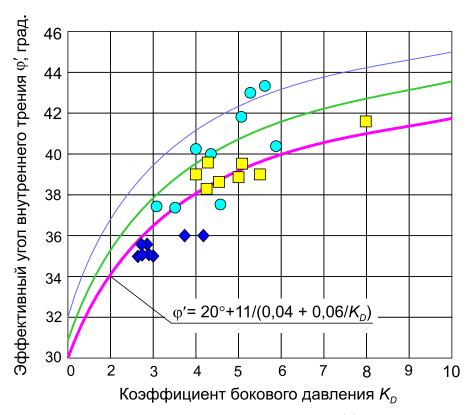


Рис. 5. Зависимость угла внутреннего трения от коэффициента бокового давления для трех различных песчаных грунтов [25]: 1 – активное состояние; 2 – состояние покоя; 3 – пассивное состояние

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v_0}},\tag{7}$$

где p_o — боковое давление; u_o — гидростатическое давление воды; σ'_{vo} — эффективные напряжения от собственного веса грунта.

Для случая пассивного состояния, угол внутреннего трения предлагается определять из выражения:

$$\varphi' = 20^{\circ} + \frac{1}{0.04 + 0.06/K_D}.$$
 (8)

Дренированная или эффективная прочность грунтов может быть определена методом статического зондирования, в том случае, если измеряются полные напряжения и поровое давление. На рис. 6 показана зависимость, полученная путем интерпретации результатов СРТ и решения теории пластичности. Здесь $N_m = \Delta q_{net}/\Delta\sigma'_{vo}$ и $B_q = \Delta u_2/\Delta q_{net}$ нормализованные параметры, где q_{net} чистое удельное сопротивление грунта под конусом, определяется по формуле

$$q_{net} = q_t - \sigma_{vo} \,, \tag{9}$$

 q_{ι} - откорректированное удельное сопротивление грунта под конусом, определяется по формуле

$$q_t = q_c + (1 - a)u_2, (10)$$

где q_c — измеренное удельное сопротивление грунта под конусом при статическом зондировании; u_2 - поровое давление, измеренное у основания конуса; a — чистый площадной коэффициент, определяют по формуле

$$a = \frac{A_n}{A_c},\tag{11}$$

где A_n — площадь поперечного сечения тензоэлемента или штока над конусом на участке, где действует поровое давление; A_c - площадь основания конуса.

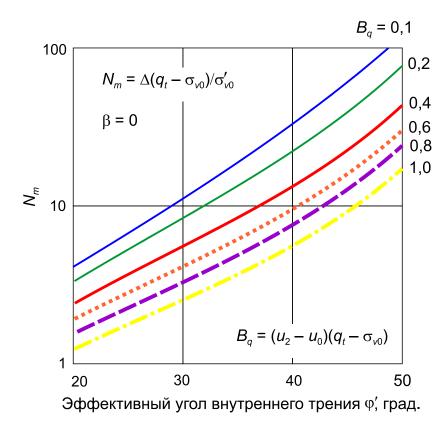


Рис. 6. Зависимость φ' от параметра N_m [25]

На рис. 7 показаны значения дренированного угла внутреннего трения, полученные с использованием корреляционных зависимостей, предложенные Mayne et al. [24] для SPT, CPTU и DMT испытаний, уравнения (12-15):

$$\varphi'_{SPT} = \left[15, 4(N_1)_{60}\right]^{0.5} + 20;$$
(12)

$$\varphi_{CPT}' = \operatorname{arctg} \left[0.1 + 0.38 \lg(q_c / \sigma_{vo}') \right]; \tag{13}$$

$$\varphi'_{DMT} = 20^{\circ} + \frac{1}{0.04 + 0.06 / K_D};$$
 (14)

$$\varphi_{DMT}' = \left[28^{\circ} + 14,6\lg(K_D) - 2,1\lg^2(K_D)\right]. \tag{15}$$

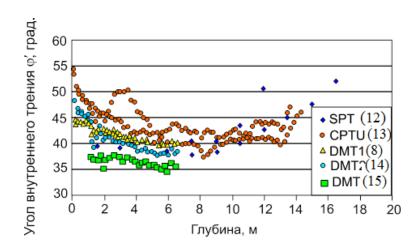


Рис. 7. Изменение угла внутреннего трения с глубиной в различных методах испытаний [31]

Результаты испытаний зондом с измерением порового давления (СРТU) дают наименее консервативные значения при исследовании эллювиальных грунтов. Другие три корреляции дают подобные значения. Следует заметить, что корреляции (14) и (15) основанные на DMT результатах дают меньшие значения прочности и то, что значения угла внутреннего трения оказываются значительно выше, найденных из трехосных испытаний ($\phi' = 37^{\circ}$). Это часто встречается в грунтах с высокой структурной прочностью, когда прочность структурных связей оказывается более сил сцепления грунта, найденные из предельной огибающей Мора-Кулона в лабораторных условиях. Учитывая это, Cruz et al. [15] предложили корреляционную зависимость между углом внутреннего трения ИЗ DMT испытаний и результатами трехосных испытаний:

$$\varphi_c' = \varphi_{DMT}' - 0.138OCR - 1.16, \tag{16}$$

где ϕ'_{DMT} получено из уравнения (14), а коэффициент переуплотнения *OCR* определяется следующим образом:

если
$$I_D \le 1,2$$
, то $OCR = (0,5K_D)^{1,56}$;

если
$$I_D \ge 2$$
, то $OCR = (0.67K_D)^{1.91}$;

если
$$1, 2 < I_D < 2$$
, то $OCR = (mK_D)^n$,

где
$$m = 0.5 + 0.17 \frac{I_D - 1.2}{0.8}$$
; $n = 1.56 + 0.35 \frac{I_D - 1.2}{0.8}$; $I_D = \frac{p_1 - p_o}{p_o - u_o}$; $p_o = -\frac{p_0}{p_o - u_o}$

откорректированное значение первого давления перед расширением мембраны; p_1 - откорректированное значение второго давления после расширении мембраны; u_o - гидростатическое поровое давление.

Сравнительный анализ показал, что введенная корректировка (16) позволяет получить значения угла внутреннего трения, близкие к трехосным испытаниям образцов грунта.

Увеличение прочности из-за цементационной структуры сказывается на определении эффективных сил сцепления, которое не может быть связано с наличием только глинистых минералов. Cruz и Fonseca [16] предложили зависимость:

$$c = 0.367OCR + 3.08, (17)$$

которая отражает наличие прочных естественных структурных связей. Эта зависимость показывает более высокие значения сил сцепления (10 кПа) по сравнению с трехосными испытаниями (2 кПа), что можно объяснить влиянием эффекта нарушения структуры грунта при отборе монолитов и подготовке образцов. По мнению авторов, это воздействие может быть более значительным, чем разрушение естественной структуры при проведении DMT испытаний.

Многие исследователи считают, что невозможно определить угол внутреннего трения из данных испытаний балонным прессиометром из-за значительного разрушения структуры грунта при устройстве скважины и установке в нее прессиометра. Однако, Менард [26,27] предлагает использовать следующее выражение для оценки недренированного угла внутреннего трения

$$p_{Lm} = b \times 2^{(\phi - 24)/4}, \tag{18}$$

где p_{Lm} - модифицированное предельное давление; b - коэффициент, для песка изменяется от 1,8 до 3,5.

3. Недренированная прочность глинистых грунтов

Недренированная прочность глинистых грунтов c_u зависит от многих факторов: вида грунта, начального напряженного состояния, скорости нагружения, истории напряжений и др. Поэтому, используя различные методы лабораторных испытаний невозможно получить одно и то же значение недренированной прочности. При проведении полевых испытаний также применяются различные методы, как испытаний, так и интерпретации испытаний. Например, в случае использования лопастного среза (крыльчатка) значение c_u находят, используя решение теории предельного равновесия и максимальное значение момента. В том случае, если проводятся испытания прессиометром, значение c_{u} находят из решения задачи по расширению скважины. Таким образом, в общем случае, прибегать приходится к калибровке различных лабораторных и полевых методов при оценке прочности грунтов. Одним из наиболее часто применяемых для этой цели параметров

коэффициент переуплотнения, который зависит от истории формирования грунтов.

Зависимость между нормализованной недренированной прочностью c_u / σ'_{vo} и углом внутреннего трения для различных видов испытаний показана на рис. 8. Эти зависимости получены (Wroth, 1984; Wroth and Houlsby,1985) [32,33] из различных испытаний образцов грунта при различном виде напряженного состояния:

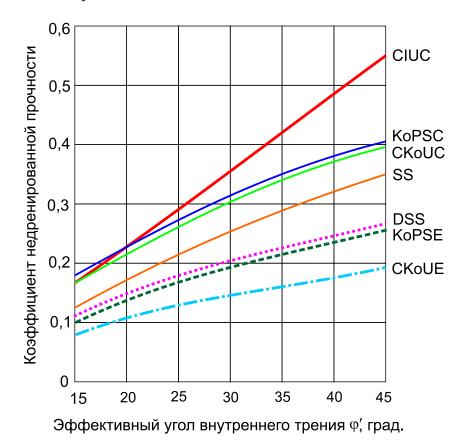


Рис. 8. Зависимость между нормализованной прочностью c_u / σ'_{vo} эффективным углом внутреннего трения [25]

- трехосные изотропно консолидированные недренированные испытания по траектории сжатия CIUC;
- трехосные консолидированные уровнем бытовых напряжений в состоянии покоя и по траектории сжатия ${\rm CK_oU}$ и расширения ${\rm CK_oU}$ при $K_o=1-\sin\phi'$;
- испытания в условиях плоской деформации по траектории сжатия $K_o PSC$ и расширения $K_o PSE$ при $K_o = 1 \sin \phi'$;
 - испытания в условиях простого сдвига SS;
 - испытания в условиях одноплоскостного сдвига DS.

Как видно из рис. 8, недренированная прочность зависит от типа испытаний или от вида напряженного состояния. Наибольшее значение получается из испытаний в условиях консолидированно-недренированного

сдвига по траектории сжатия, а наименьшее в условиях трехосного сжатия по траектории расширения. Учитывая эту особенность Mayne [21-24], предлагает для определения недренированной прочности использовать следующую зависимость:

$$\left(c_{u} / \sigma_{vo}^{\prime}\right)_{NC} = \left(c_{u} / \sigma_{vo}^{\prime}\right)_{NC} OCR^{\Lambda}, \tag{19}$$

где $\Lambda = 1 - \kappa/\lambda$ — параметр объемной пластической деформации; $\lambda = C_c/2,3$ и $\kappa = C_s/2,3$ — параметры, зависящие от коэффициентов компрессии на первичной ветви компрессионного сжатия и ветви разгрузки и определяются из компрессионных испытаний грунтов. Для большинства глин средней чувствительности предлагается принимать $\Lambda \approx 0,8$, а для глин с прочными структурными связями и сцементированных глин значение $\Lambda \approx 0,9$. Для перемятых глин $\Lambda \approx 0,6$.

Недренированную прочность глинистых грунтов можно определить используя различные типы прессиометров [1]. Эти методы испытаний не дают одинаковые значения недренированной прочности. Для испытаний балонным прессиометром прочность на сдвиг c_u принимается зависимой от предельного давления p_L при двойном расширении рабочей камеры. В работе [12] предлагается находить c_u используя следующего выражения

$$c_u = \frac{p_{Lm} - \sigma_h}{k},\tag{20}$$

где p_{Lm} - модифицированное предельное давление; σ_h - горизонтальные напряжения от собственного веса грунта; k - коэффициент, изменяющийся от 5,5 до 15 в зависимости от состояния глинистого грунта.

Недренированная прочность может быть определена из испытаний плоским штампом в скважине, если использовать рекомендации ENV 1997-2 [17], где приведено следующее выражение:

$$c_u = \frac{p_u - \gamma z}{N_c},\tag{21}$$

где p_u — предельное контактное давление из испытаний плоским штампом; уг — полное бытовое напряжение на глубине испытаний в скважине с диаметром менее чем в три раза диаметра или ширины штампа; N_c — коэффициент несущей способности; для круглого штампа:

 $N_c = 6$ — типичное значение для штампа на дне котлована;

 $N_c = 9$ — типичное значение для штампа в скважине на глубине более чем в четыре раза диаметра или ширины штампа.

Недренированную прочность глинистых грунтов можно найти также из испытаний методом лопастного среза:

$$c_{u} = \frac{M_{\text{kp}}}{0.5\pi d^{2} \left(h + 0.33d\right)},$$
(23)

где $M_{_{\varphi}}$ - максимальный крутящий момент; d – диаметр и h – высота крыльчатки.

В Еврокоде 7, часть 2 [17] приведена процедура определения корректирующего коэффициента к результатам полевых испытаний на срез крыльчаткой с целью определения недренированной прочности c_u из измеренных значений c_{fv} . Значения этих корректирующих коэффициентов получены главным образом путем обратного анализа разрушения насыпей и испытаний нагрузкой в мягких глинах. Процедура заключается в определении корректирующего коэффициента μ , используемый в следующем уравнении для оценки недренированной прочности.

$$c_u = \mu c_{fv} , \qquad (22)$$

где c_{fv} — недренированная прочность, полученная из полевых испытаний крыльчаткой; μ — корректирующий коэффициент.

Недренированная прочность находится из выражения:

Эта процедура должна быть основана на местном опыте для реальных видов глинистых грунтов. Следует учитывать, что дренированная прочность сдвига может быть менее недренированной прочности.

4. Определение коэффициента переуплотнения и давления предварительного уплотнения

Коэффициент переуплотнения $OCR = \sigma_p / \sigma_{vo}$ характеризует историю формирования грунтовых отложений и определяется как отношение максимального в прошлом эффективного напряжения σ_p от собственного веса грунта к текущему эффективному напряжению от собственного грунта σ_{vo} . Показатель OCR используется с целью классификации глинистых грунтов, которые в зависимости от его значения подразделяются на нормально уплотненные (OCR = 1) и переуплотненные (OCR > 1). Так как свойства нормально уплотненных и переуплотненных грунтов существенно отличны, то OCR часто используется в корреляционных зависимостях при определении параметров прочности и деформируемости. Например, зависимости (15) и (17).

Величина давления предварительного уплотнения σ_p характеризует также историю формирования отложений грунтов.

4.1. Метод статического зондирования

Для зонда с датчиком порового давления в центре боковой поверхности конуса (первый тип) и зонда с датчиком порового давления в основании конуса (второй тип) Маупе [23] предлагает определять *OCR*, используя зависимости (24) и (25), которые получены путем аналитического решения, основанное на расширении цилиндрической полости Маупе и Chen [22]:

– для первого типа пьезозонда (рис. 10):

$$OCR = 2 \left[\frac{1}{1,95M} \left(\frac{(q_t - u_1)}{\sigma'_{vo}} + 1 \right)^{1/\Lambda} \right];$$
 (24)

– для второго типа пьезозонда:

$$OCR = 2 \left[\frac{1}{1,95M + 1} \left(\frac{(q_t - u_2)}{\sigma'_{vo}} + 1 \right)^{1/\Lambda} \right].$$
 (25)

Данные выражения получены путем численного решения с использованием модели грунта семейства Cam-Clay.

Удельное лобовое сопротивление в (24) и (25) находится по формуле:

$$q_t = \sigma_{vo} + c_u [4/3(\ln I_R - 1) + \pi/2 + 1],$$
 (26)

где $I_R = G/c_u$ - коэффициент жесткости; G - модуль сдвига при соответствующем уровне деформации. Значение недренированной прочности c_u находится с использованием зависимости (19).

Параметр Λ контролирует величину пластической объемной деформации и определяется из выражения:

$$\Lambda = 1 - C_s / C_c, \tag{27}$$

где C_s и C_c — коэффициенты компрессии. Значение параметра C_s находится на ветви разгрузки, а C_c — на первичной ветви консолидации из компрессионных испытаний грунтов в лабораторных условиях.

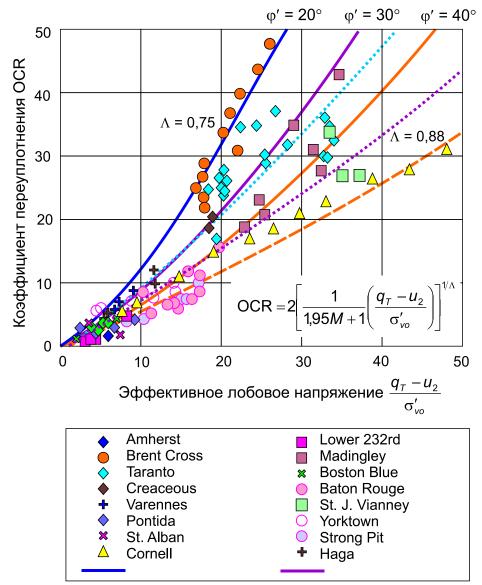


Рис. 10. Аналитическая зависимость для определения ОСК зондом второго типа [25]

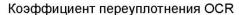
Для глинистых грунтов с небольшой структурной прочностью параметр $\Lambda = 0,75$. В грунтах с большой структурной прочностью и сцементированных искусственным образом это значение может быть более 1,0.

Параметр M находится из выражения

$$M = 6\sin\varphi'/(3-\sin\varphi'), \tag{28}$$

где ϕ' – эффективный угол внутреннего трения.

В глинистых грунтах с малой структурной прочностью рекомендуется принимать значения M=1,2; $\phi'=30^{\circ}$ и $\Lambda=0,75$.



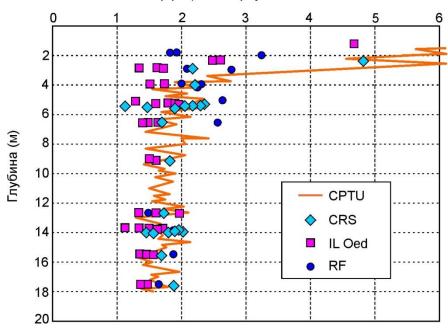


Рис. 11. Определение коэффициента переуплотнения из различных испытаний [24]: СРТU — испытания пьезозондом; CRS — компрессионные испытания с постоянной скоростью деформации; IL Oed — компрессионные испытания при ступенчатом нагружении

На рис. 11 приведен пример определения *OCR* из лабораторных и полевых испытаний пьезозондом [24].

Давление предварительного уплотнения может быть найдено из следующей эмпирической зависимости [14]:

$$\sigma_p' = 0.305(q_t - \sigma_{vo}),$$
 (29)

или

$$\sigma_p' = 0.65(q_t - \sigma_{vo})I_p^{-0.23}, \tag{30}$$

где I_p – число пластичности глинистого грунта.

Следует иметь в виду, что приведенные эмпирические зависимости были получены для конкретных грунтовых отложений. Поэтому для иных грунтов необходимо провести лабораторные испытания, например, компрессионные, найти σ_p' , затем провести полевые испытания и найти между ними данные зависимости. Для примера, на рис. 12 приведены подобные испытания выполненные Mayne [21].

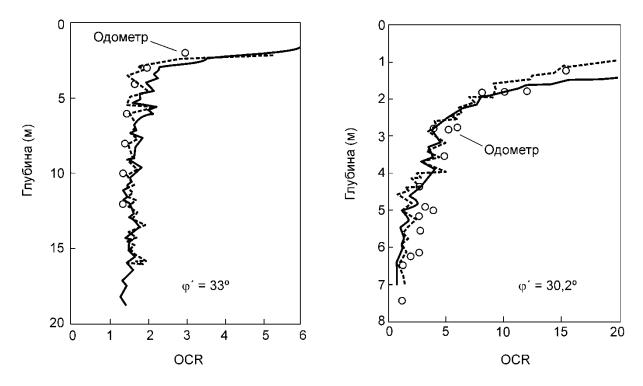


Рис. 12. Сопоставление результатов компрессионных и результатов статического зондирования [21]

Следует отметить, что для третьего типа зонда (датчик порового давления расположен за муфтой трения) необходимо провести исследования по его влиянию на значения OCR. Первый тип зонда не дает точную коррекцию лобового сопротивления (из-за близости измерения q_c и u_1) при исследовании как мягкопластичных, так и трещиноватых твердых глинистых грунтов. В этом случае для правильной коррекции значений рекомендуется применять второй тип зонда.

Исследования по определению давления предварительного уплотнения показывают на то, что оно зависит от пластичности (I_p) и минералогического состава глин и таких факторов как возраст, степень трещиноватости и чувствительность. На рис. 13 приведена аппроксимация полевых испытаний, использующая лобовое сопротивление. Опытная зависимость имеет следующий вид:

$$\sigma_p \approx 0.305(q_T - \sigma_{vo}). \tag{31}$$

Отмечено, что для сильно переуплотненных трещиноватых глин эта зависимость дает заниженные значения σ_p .

Если известно значение индекса пластичности (I_P) , то для второго типа зонда для нахождения давления предварительного уплотнения можно использовать следующие выражения:

$$\sigma_p \approx 0.65(q_T - \sigma_{vo})(I_P)^{-0.23},$$
(32)

$$\sigma_p \approx 0.94(u_2 - u_0)(I_P)^{-0.20},$$
(33)

$$\sigma_p \approx (q_T - u_2)(I_P)^{-0.18}$$
 (34)

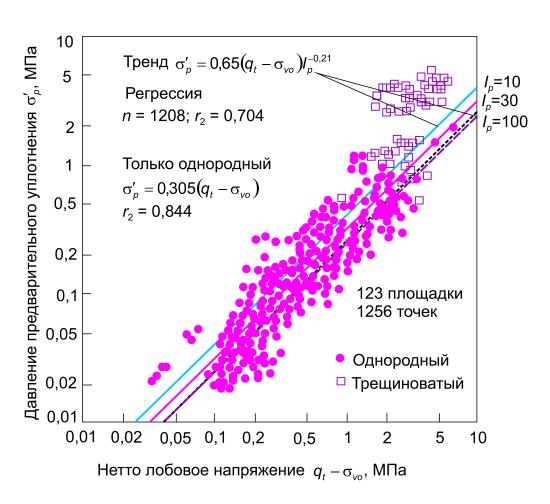


Рис. 13. Зависимость давления предварительного уплотнения от нетто напряжения $q_{\scriptscriptstyle T}$ – $\sigma_{\scriptscriptstyle yo}$ [23]

Эти эмпирические зависимости полезны только для первичной оценки давления предварительно уплотнения, так как зависят от многих факторов, такие как плотность грунта, минералогический состав глин и наличие органических остатков. Поэтому их практическое применение возможно только после сравнения результатов лабораторных и полевых испытаний статическим зондированием с целью корректировки уравнений (31-34) к конкретным отложениям грунтов.

Используя *OCR* из испытаний статическим зондированием можно найти коэффициент бокового давления в состоянии покоя для сцементированных песчаных отложений:

$$K_{\alpha} = 1{,}33(q_T)^{0.22}(\sigma_{y\alpha})^{-0.31}OCR^{0.27},$$
 (35)

где q_T в МПа, а $\sigma_{vo}^{'}$ в кПа.

4.2. Определение ОСР дилатометром Марчетти

Несмотря на то, что дилатометр является плоским, а зонд круглым характер распределения порового давления оказывается примерно одинаковым. Поэтому и в этом случае используется решение задачи о цилиндрической полости с использованием теории пластичности и моделью критического состояния грунта Cam-Clay [23,25]:

$$OCR = 2 \left[\frac{2K_D}{M \times \ln I_R} \right]^{1/\Lambda}, \tag{36}$$

Значение *OCR* зависит не только от коэффициента бокового давления (K_D) , но и от угла внутреннего трения (ϕ) и коэффициента жесткости (I_R) , как показано на рис. 14.

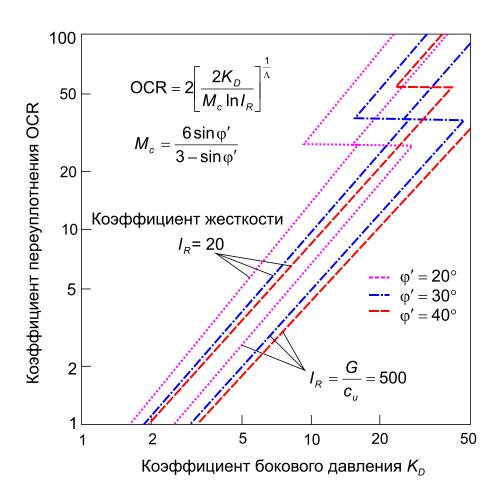


Рис. 14. Теоретическая зависимость *OCR* от параметров K_D, φ', I_R [25]

Давление предварительного уплотнения для нетрещиноватых глин предлагается определять используя следующую эмпирическую зависимость:

$$\sigma_{p} \approx 0.51(p_{o} - u_{o}). \tag{37}$$

Определив *OCR*, можно найти коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя:

$$K_o = (1 - \sin \varphi) OCR^{\sin \varphi} . \tag{38}$$

Это выражение было получено на основе испытаний в одометре и приборе трехосного сжатия при различных траекториях нагружения. Полевые испытания показывают на возрастание коэффициента бокового давления с ростом коэффициента переуплотнения.

Давление предварительного уплотнения можно найти также из испытаний методом лопастного среза. В работе Myne [25] приведена зависимость нормализованного значения недренированной прочности от числа пластичности для глинистых грунтов, показанная на рис. 15.

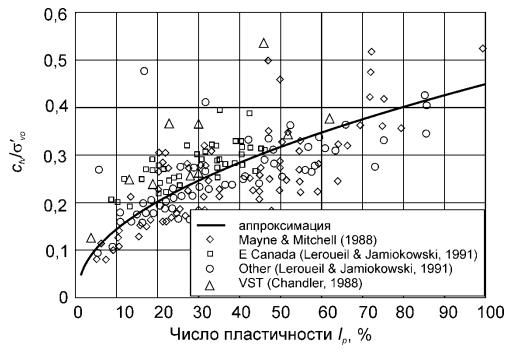


Рис. 15. Оценка давления предварительного уплотнения из испытаний методом лопастного среза [25]

Аппроксимация данных выполнена функцией:

$$\sigma_p' \approx \frac{22c_{uv}}{\sqrt{I_p}} \tag{39}$$

Заключение

- 1. Использование современных средств для испытаний грунтов в полевых условиях позволяет получить полную информацию не только о литологическом строении массивов грунта, но и прочностных свойствах грунтов, необходимые при проектировании оснований зданий и сооружений по несущей способности.
- 2. Испытания грунтов методами статического и динамического зондирования позволяют оценить прочностные свойства грунтов более достоверно, чем испытания плоским штампом и дилатометром. Это объясняется тем, что процесс статического и динамического зондирования сопровождается возникновением в грунте предельного состояния по прочности, что совпадает с наблюдаемым механизмом разрушения грунта в основании фундаментов, реализованного в методах расчета несущей способности оснований.
- 3. Измеренные значения лобового сопротивления грунта q_c , порового давления u при статическом зондировании, количество ударов на залог N при динамическом зондировании хорошо коррелируются с такими параметрами грунтов как: дренированный угол внутреннего трения песчаных грунтов φ , недренированная прочность глинистых грунтов c_u , давление предварительного уплотнения σ_p , коэффициент бокового давления в состоянии покоя K_a .
- 4. Приведенные корреляционные уравнения, между измеряемыми параметрами q_c , N, p_{Lm} , $M_{\kappa\rho}$ и, прочностными характеристиками грунта ϕ , c_u ; параметрами, характеризующие начальное напряженное состояние σ_n , K_a местных инженерно-геологических получены для условий ΜΟΓΥΤ только применяться на практике после ИХ корректировки путем сравнительного анализа данных полевых и лабораторных испытаний.
- 5. Параметр, характеризующий недренированную прочность водонасыщенных глинистых и органо-минеральных грунтов c_u следует определять путем испытаний методом лопастного среза. Использование для этой цели метода статического или динамического зондирования позволяют найти тот или иной вид корреляционных связей в глинистых грунтах, но они не отражает смысл самого параметра, который характеризует прочность водонасыщенных грунтов при степени водонасыщения более 80%, а не маловлажных глинистых грунтов.
- 6. Прямыми методам определения характеристик прочности являются испытания на срез целика грунта и испытания крыльчаткой. В этом случае непосредственно из условия прочности Кулона определяются характеристики: угол внутреннего трения φ , силы удельного сцепления c и недренированная прочность c_u . Все другие методы испытаний являются косвенными или не прямыми, так как для определения параметров прочности используются корреляционные зависимости.

Литература

- 1. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов в лабораторных условиях, 2008. 696 с.
 - 2. Болдырев Г.Г. Полевые методы испытаний грунтов, 2013. с.
- 3. ГОСТ 12248-2010. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости, 2010. 162 с.
- 4. СП 47.13330.2012. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения, 2012. 117 с.
 - 5. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений, 2011. 162 c.
- СП 23.13330.2011. Основания гидротехнических сооружений, 2011. –
 115 с.
 - 7. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты, 2011. 90 с.
- 8. СП 25.13330.2011. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах, 2011. –
- 9. МДС 50-1.2007. Проектирование и устройство оснований, фундаментов и подземных частей многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов, 2007. 17 с.
- 10. ПиНАЭ 5.10-87. Основания реакторных отделений атомных станций / Министерство атомной энергетики СССР; Ин-т Атомэнергопро-ект, 1987. с.
- 11. Строкова, Л.А. Определяющие уравнения для грунтов. Soil Constitutive Models: учебное пособие / Л.А. Строкова; Национальный исследовательский Томский политехнический университет. 2-е изд. Изд-во Томского политехнического университета, 2010. 151 с.
- 12. Amar S., Baguelin F., Jezequel J.F., Le Mehaute A. In situ shear resistance of clays. Proc. ASCE Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties. 1975, Vol. 1, pp. 21-44.
- 13. Campanella R.G., Robertson P.K. Use and interpretation of a research dilatometer. Canadian Geotechnical J., 1991, 28 (1), pp.113-126.
- 14. Chen B.S-Y., Mayne P.W. Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, № 3, 1996, pp. 488–498.
 - 15.Cruz N., Figueiredo S., Viana da Fonseca, A. Deriving geotechnical

- parameters of residual soils from granite by interpreting DMT+CPTU tests. In Geotechnical and Geophysical Site Characterization, eds. Viana da Fonseca and Mayne, Vol. 2, 2004, pp. 1799-1803.
- 16.Cruz N., Viana da Fonseca A. Portuguese experience in residual soil characterization by DMT tests. In Proc. 2nd Flat Dilatometer Conference, Washington., 2006, www.2006dmt.com.
- 17. ENV 1997-2:2007. Eurocode 7. Geotechnical design. Ground investigation and testing, 2007. 202 p.
- 18.ISO 22476-3 Geotechnical investigation and testing. Field testing. Part 3: Standard penetration test.
- 19. Kulhawy F.H., Mayne P.H. Manual on estimating soil properties for foundation design. Report EL-6800. Palo Alto, USA: Electric Power Research Institute (EPRI), 1990. 250 p.
- 20.Marchetti S. On the field determination of K_o in sand. Proceedings, 11th ICSMFE, Vol. 5, San Francisco, 1985, pp. 2667 2672.
- 21.Mayne P.W. Determination of OCR in clays by piezocone tests using cavity expansion and critical state concepts. Soils and foundations.Vol. 31, 1991, pp. 65–76.
- 22.Mayne P.W., Chen B.S-Y. Preliminary calibration of PCPT-OCR model for clays. Proc. of the 13-th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. New Delhi, India, Vol. 1,1994, pp. 283–286.
- 23. Mayne P.W. Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests. Proceedings, International Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties & Case Histories, Bali, Indonesia, May 21-24, 2001, pp. 27-48.
- 24.Mayne P.W. Flow properties from piezocone dissipation tests. Interpretation of in situ tests: Internal Report. Atlanta, USA: Georgia Institute of Technology, 2002. 8 p.
- 25. Mayne P.W., Coop, M.R., Springman, S., Huang, A-B., and Zornberg, J. State-of-the-Art Paper (SOA-1): GeoMaterial Behavior and Testing. Proc. 17th Intl. Conf. Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, Vol. 4 (ICSMGE, Alexandria, Egypt), 2009. 97 p
- 26. Menard L. Mesures in situ des proprietes physique des sols. Annales des Fonts et Chaussees, 1957, pp. 357-377.
- 27.Menard L. Calcul de la force portante des fondations sur la base des resultats desessais pressiometriques. Sols-Soils, 1963, pp. 9-24.
 - 28. Plaxis. www.plaxis.nl.
- 29.Robertson K.E., Campanella R.G. Interpretation of cone penetration test. Part II Clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, No. 4, 1983, pp. 734-745.
 - 30. Seed H.B., Wong R.T., Idriss I.M., Tokimatsu K. Moduli and damping

factors for dynamic analysis of cohesive soils, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, 1986, pp. 1016–1032.

- 31. Viana da Fonseca A., Cruz N. Geotechnical characterization by in situ and lab tests to the back-analysis of a supported escavation in metro do Porto. Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 28, No. 3, 2010, pp. 251-264.
- 32. Wroth, C.P. The interpretation of in-situ soil tests. (The 24th Rankine Lecture). Geotechnique, Vol. 34, No. 4, 1984, pp. 449-489.
- 33. Wroth C.P., Houlsby G.T. Soil mechanics: property characterization & analysis procedures. Proceedings, 11th ICSMFE, Vol. 1, 1985, pp. 1-56.