

ИНТЕРПРЕТАЦИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ ПОЛЕВЫХ ИСПЫТАНИЙ С ЦЕЛЬЮ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ

БОЛДЫРЕВ Г.Г.

Профессор Пензенского государственного университета архитектуры и строительства, директор по науке и инновациям ООО «НПП Геотек», г. Пенза

g-boldyrev@geoteck.ru

МЕЛЬНИКОВ А.В.

Аспирант Пензенского государственного университета архитектуры и строительства, г. Пенза
alexvmuller@gmail.com

НОВИЧКОВ Г.А.

Аспирант Пензенского государственного университета архитектуры и строительства, г. Пенза
gn@s-teh.biz

Аннотация

В статье описаны основные процедуры определения деформационных характеристик дисперсных грунтов по данным испытаний различными методами в полевых условиях. Рассмотрена интерпретация результатов применения статического и динамического зондирования, испытаний дилатометром, прессиметром, плоским и винтовым штампами

Ключевые слова

Полевые испытания; статическое зондирование; динамическое зондирование; дилатометр; прессиметр; плоский штамп; винтовой штамп; деформационные характеристики

ВВЕДЕНИЕ

Основное назначение полевых испытаний грунтов заключается в определении их прочностных и деформационных характеристик [1, 3, 4, 6]. Значительно реже эти испытания проводятся для определения естественной влажности и плотности грунтов (в основном из-за неопределенности получаемых результатов и сложности использования разработанных методов, в особенности если используются радиоактивные изотопы [5]).

Полевые испытания позволяют определить деформационные и прочностные характеристики грунтов, приведенные в табл. 1. Другие характеристики, такие как модуль объемного сжатия K , находятся по специальным формулам теории упругости [13] с использованием упругого модуля деформации E_o и коэффициента Пуассона ν . В частном случае значения E_o , G_o (упругого модуля сдвига), K и ν могут быть найдены по данным испытаний в условиях трехосного сжатия.

Табл. 1

Характеристики грунтов, определяемые полевыми методами

Группа характеристик	Характеристика	Метод определения*									
		CPT	CPTU	SCPTU	SPT	DMT	RBT	PMT	PLT	RST	RDT
Деформационные	Упругий модуль сдвига G_o			+							
	Одометрический модуль деформации E_{oed}	+	+	+							
	Дилатометрический модуль деформации E_D					+					
	Модуль деформации по данным испытаний винтовым штампом E_{RST}									+	+
	Модуль деформации по данным испытаний плоским штампом площадью 5000 см ² E_{PLT}								+		
	Прессиометрический модуль деформации E_{PMT}							+			
	Коэффициент консолидации в горизонтальном направлении c_h		+	+		+	+	+			
	Коэффициент фильтрации k_f		+	+		+	+	+			
Прочностные	Дренированный угол внутреннего трения ϕ'	+	+	+	+	+					
	Недренированная прочность c_u		+						+		+
Начального напряженного состояния	Коэффициент бокового давления в состоянии покоя K_0		+			+	+				
	Давление предварительного уплотнения σ_p		+		+	+					

* CPT - статическое зондирование с измерением лобового сопротивления и сил трения; CPTU - статическое зондирование с измерением порового давления; SCPTU - статическое зондирование с измерением порового давления и скорости прохождения поперечных волн; SPT - динамическое зондирование пробоотборником (стандартные пенетрационные испытания); DMT - испытания дилатометром Марчетти; RBT - испытания жестким дилатометром; PMT - испытания прессиометром; PLT - испытания плоским штампом; RST - испытания винтовым штампом; RDT - буровое зондирование; VST - испытания методом лопастного среза.

В стандарте ENV 1997-2 [17] рекомендуется использовать следующие методы для определения характеристик сжимаемости грунта:

- обратные вычисления из измеренных осадок фундаментов существующих зданий при известных грунтовых условиях;
- эмпирическая оценка с использованием непрямых полевых испытаний, подобных статическому, динамическому и дилатометрическому зондированию;

- испытания плоским штампом и прессиометром;
- компрессионные испытания грунтов в лабораторных условиях;
- лабораторные испытания грунтов в условиях трехосного сжатия.

Обратные вычисления по измеренным осадкам при известном давлении под подошвой фундаментов позволяют интегрально оценить грунтовые условия (слоистость, перераспределение нагрузки, временные эффекты), которые сложно учесть при проведении прямых полевых или лабораторных испытаний.

Применяя статическое или динамическое зондирование, следует иметь в виду, что определяемый этими методами модуль деформации (как и параметры прочности) является эмпирическим, так как при интерпретации данных зондирования используются результаты лабораторных испытаний. Большинство из известных корреляционных связей было найдено для песчаных грунтов, так как это легко сделать в лабораторных условиях путем испытаний образцов песка разных гранулометрического состава и плотности в специальных калибровочных камерах. Глинистые грунты практически невозможно сформировать в лабораторных условиях, поэтому для получения корреляционных связей между результатами лабораторных и полевых исследований приходится испытывать образцы грунта, взятые на участке полевых испытаний, что значительно сложнее. Этим и объясняется ограниченность применения методов статического и динамического зондирования в глинистых грунтах.

Если основание сложено песчаными, гравелистыми, супесчаными и глинистыми грунтами, желательно применять комбинацию полевых и лабораторных испытаний. Лабораторные испытания на сжимаемость более предпочтительны для пылевато-глинистых и органических грунтов, для которых относительно легко получить образцы первого класса качества [17].

На рисунке 1 показана зависимость модуля деформации E от уровней деформации грунтов, возникающих при использовании различных методов испытаний. Наибольшее значение модуля получается в случае применения геофизических методов, наименьшее - при статическом (CPT) и динамическом (SPT) зондировании. Это объясняется тем, что CPT- и SPT-испытания сопровождаются разрушением структуры грунта и возникновением предельного состояния в области, примыкающей к зондам различной конструкции. Напротив, исследования геофизическими методами не вызывают изменений природного физического состояния грунтов - отсюда и большее значение модуля деформации.

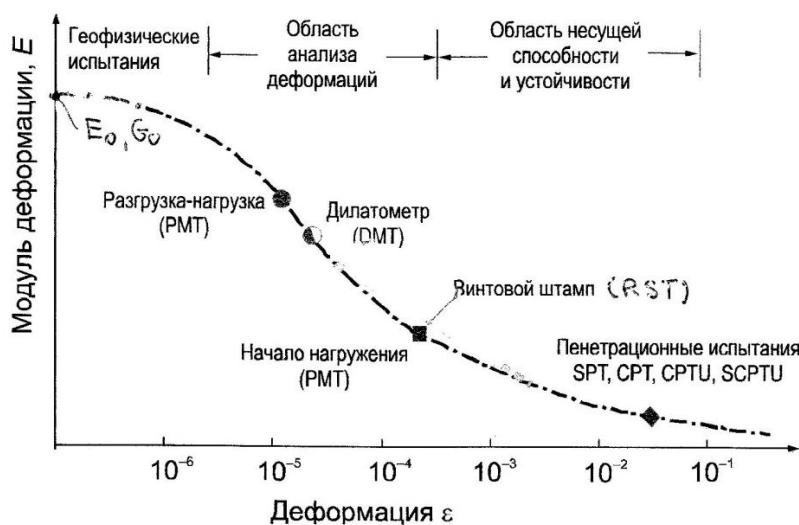


Рис. 1. Зависимость модуля деформации E от уровня деформации. Обозначения методов испытаний - см. примечание к табл. 1

Зависимость, приведенная на рис. 1, говорит, что, поскольку модуль деформации зависит от уровня напряжений, возникающих в массиве грунта под нагрузкой от фундамента, его следует определять при том уровне деформации, который имеет место на рассматриваемой глубине под подошвой фундамента. Если учесть, что в основаниях большинства зданий и сооружений вертикальная деформация находится в диапазоне от 0,01 до 0,10%, то из всех полевых методов для определения модулей деформации (упругого при разгрузке и общего) следует применять испытания штампом и прессиометром. Эти методы являются прямыми, так как при определении модулей деформации используют результаты измерений и решения теории упругости. Остальные методы полевых испытаний реализуют уровни деформаций, не соответствующие реальным задачам проектирования, и являются косвенными, так как используют для определения модулей деформации различные корреляционные зависимости, а не решения теории упругости.

СТАТИЧЕСКОЕ И ДИНАМИЧЕСКОЕ ЗОНДИРОВАНИЕ

При проведении полевых исследований грунтов методами статического и динамического зондирования можно найти две деформационные характеристики - упругий модуль деформации E_o и упругий модуль сдвига G_o .

Например, по данным стандартного динамического зондирования была получена следующая корреляционная зависимость [24]:

$$G_o = 5654,1(N_{60})^{0,34}(\sigma'_{\text{в}})^{0,4}, \quad (1)$$

где G_o - упругий модуль сдвига, кПа; $\sigma'_{\text{в}}$ - эффективное всестороннее давление от собственного веса грунта, кПа; N_{60} - среднее количество ударов при стандартных пенетрационных испытаниях¹ для погружения стандартного зонда на глубину около 30,5 см при энергии воздействия, равной 60% от потенциальной энергии свободно падающего молота.

Далее, зная начальное значение модуля сдвига, можно найти соответствующую величину упругого модуля сдвига G_o , а затем - упругого модуля деформации E_o по формуле:

$$E_o = 2G_o(1+\nu). \quad (2)$$

Величина E_o для песчаного грунта может быть определена путем подсчета ударов молота при SPT-испытаниях и использования следующего выражения:

$$E_o = 9,4N^{0,87}\sqrt{h}(1+0,4\frac{d}{h}), \quad (3)$$

где N - среднее количество ударов для погружения стандартного зонда в грунт на глубину около 30,5 см; d - диаметр зонда; h - глубина погружения зонда.

Это выражение было получено на основании использования литературных источников и наблюдений за начальными осадками без учета энергии молота.

Альтернативные выражения для определения упругого модуля деформации чистых песков или песков с гравием имеют вид:

для переуплотненных песков ($OCR = 1$):

$$E_o = 420 + 10N_{ave}; \quad (4)$$

¹ При погружении стандартного зонда на глубину около 30,5 см под ударами молота массой 63,5 кг, свободно падающего с высоты 76,2 см (зонд погружается в грунт на глубину 45,7 см, а удары считаются на последних 30,5 см).

для нормально уплотненных песков с гравием ($OCR > 1$):

$$E_o = 194 + 8N_{ave}, \quad (5)$$

где N_{ave} - среднее количество ударов на глубине от подошвы фундамента, равной его ширине; OCR - коэффициент переуплотнения, $OCR = \sigma_p / \sigma_{vo}$ (где σ_p - давление предварительного уплотнения; σ_{vo} - напряжение от собственного веса грунта).

Для твердых переуплотненных глин коэффициент сжимаемости m_v может быть определен из выражения, основанного на опыте английских изыскателей:

$$m_v = f_1 N, \quad (6)$$

где f_1 - коэффициент жесткости, кН/м², определяемый на основе зависимости, показанной на рис. 2.

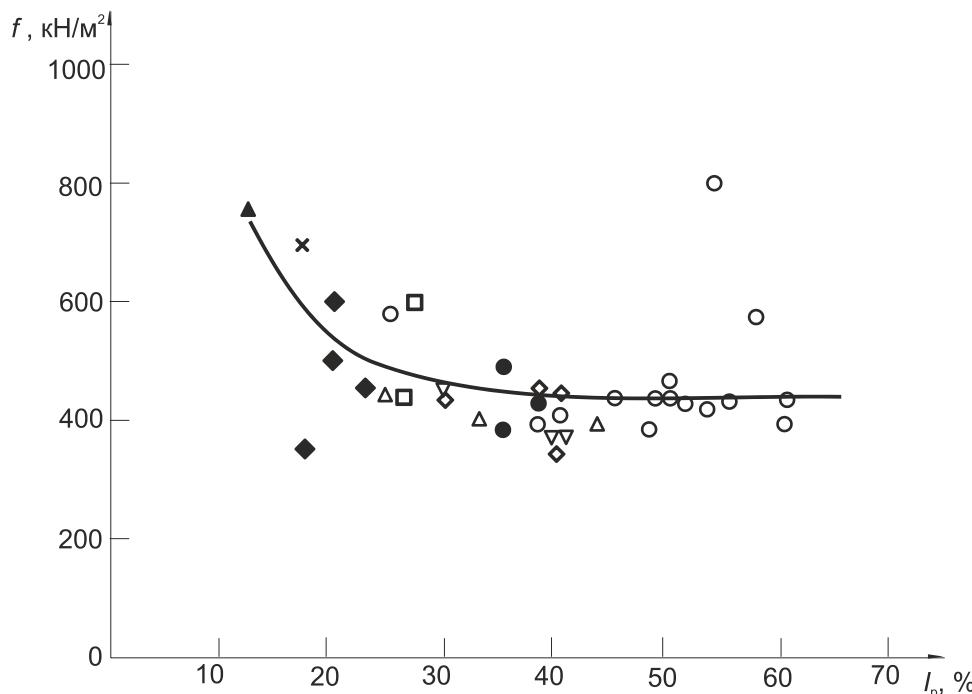


Рис. 2. Зависимость коэффициента жесткости f_1 от числа пластиности I_p [26]

Недренированный модуль упругости по данным этих же исследований рекомендуется находить по формуле:

$$E_u = (1,2 \div 1,4)N_{60}. \quad (7)$$

В таблице 2 приведены эмпирические зависимости для упругого модуля деформации, полученные по результатам SPT- и CPT-испытаний.

Табл. 2

Упругие модули деформации по результатам полевых испытаний* [19]

Вид грунта	Динамическое зондирование (SPT)	Статическое зондирование (CPT)
Нормально уплотненный песок	$E_o = 500(N + 15)$	$E_o = 8000\sqrt{q_c}$
Водонасыщенный песок	$E_o = 250(N + 15)$	$E_o = \alpha_o q_c$
Переуплотненный песок	$E_o = 40000 + 1050N$	$E_o = (6 - 30)q_c$
Гравелистый песок	$E_o = 1200N + 6$	-
Пылеватый песок	$E_o = 320(N + 15)$	$E_o = (3 - 6)q_c$
Ил, илистый песок	$E_o = 300(N + 6)$	$E_o = (1 - 2)q_c$
Мягкопластичная глина	-	$E_o = (3 - 8)q_c$

* e - коэффициент пористости; q_c - измеренное удельное сопротивление грунта под конусом при статическом зондировании (CPT); α_o - эмпирический коэффициент

Результаты испытаний методом динамического зондирования позволяют, используя корреляцию с данными испытаний песчаных грунтов штампами, найти модуль деформации E . Здесь следует иметь в виду, что последний отличается от упругого модуля деформации E_o , так как при его определении учитывается остаточная деформация. Модуль деформации E более правильно называть секущим, а E_o - касательным.

Одно из подобных эмпирических выражений было получено институтом «Фундаментпроект» [8] для песков плотных и средней плотности в следующем виде:

$$E = (350 \div 500) \lg N . \quad (8)$$

Это выражение можно использовать для определения модуля деформации, используемого при расчете осадки по СП 23.13330 [10].

Следует иметь в виду, что в отечественной практике при динамическом зондировании грунтов применяется конусный зонд, а в зарубежной - как конусный, так и в виде пробоотборника [1]. Зависимости для модуля деформации, приведенные в табл. 2 и формулах (3-5), получены в результате испытаний полым цилиндрическим зондом (пробоотборником), а в формулах (7, 8) - коническим.

Для моренных грунтов в монографии Л.Г. Мариупольского [8] приведены следующие зависимости, полученные на основании сравнительных испытаний штампами и динамическим зондированием:

$$E = 3,13 p_d + 6,84 ; \quad (9)$$

$$I_L = -0,45 \lg(p_d / p_d^o) + 0,4 , \quad (10)$$

где p_d^o - отсчетное условное динамическое сопротивление грунта, равное 1,0 МПа; p_d - условное динамическое сопротивление грунта, $p_d = AKFN / h$ (A - удельная энергия зондирования, определяемая по ГОСТ 19912-2012 [3] в зависимости от типа применяемой установки; K - коэффициент учета потерь энергии при ударе молота о наковальню и при упругих деформациях штанг, определяемый в зависимости от типа установки и глубины зондирования; F - коэффициент,

учитывающий потери энергии на трение штанг (при их повороте) о грунт; N - количество ударов молота в залог; h - глубина погружения зонда за залог.

Для флювиогляциальных и аллювиальных песков путем сравнения результатов испытаний штампами площадью 2500 и 5000 см² с условным динамическим сопротивлением p_d получены следующие зависимости соответственно:

$$E = 2,99 p_d + 9,96; \quad (11)$$

$$E = 3,71 p_d + 3,56. \quad (12)$$

Одометрический модуль деформации определяется в лабораторных условиях путем испытаний образцов грунта в компрессионных приборах. Следует различать одометрический (E_{oed}) и компрессионный (E_k) модуль деформации. Первый определяют как секущий в заданном диапазоне зависимости $\varepsilon = f(\sigma)$ (где ε - относительная деформация; σ - нормальное давление), а второй - путем умножения одометрического модуля на коэффициент β , учитывающий поперечное расширение грунта:

$$E_k = \beta E_{oed}. \quad (13)$$

Для определения одометрического модуля деформации E_{oed} по результатам динамических испытаний можно по рекомендациям приложения G Еврокода 7 [17] использовать следующее выражение:

$$E_{oed} = f_1 p_a \left(\frac{\sigma'_{vo} + 0,5 \Delta \sigma'_v}{p_a} \right)^{f_2}, \quad (14)$$

где f_1 - коэффициент жесткости; f_2 - экспонента жесткости ($f_2 = 0,5$ для песчаных грунтов с коэффициентом однородности $C_U \leq 3$; $f_2 = 0,6$ для глинистых грунтов с числом пластичности I_p и влажностью на границе текучести $w_L \leq 35$); σ'_{vo} - эффективное вертикальное напряжение от собственного веса грунта под подошвой фундамента или на любой глубине ниже нее; $\Delta \sigma'_v$ - эффективное вертикальное напряжение от внешней нагрузки под подошвой фундамента или на любой глубине ниже нее; p_a - атмосферное давление.

Значения коэффициента жесткости f_1 определяются с помощью следующих выражений:

1) для плохо сортированных песчаных грунтов ($C_U \leq 3$) выше уровня грунтовых вод:

a) при использовании легкого пенетрометра в диапазоне $4 \leq N_{10L} \leq 50$ (где N_{10L} - количество ударов грузом весом 10 кг):

$$f_1 = 214 \lg N_{10L} + 71; \quad (15)$$

б) при использовании тяжелого пенетрометра в диапазоне $3 \leq N_{10L} \leq 10$:

$$f_1 = 249 \lg N_{10L} + 161; \quad (16)$$

2) для глинистых грунтов с низким числом пластичности ($0,75 \leq I_L \leq 1,30$) выше уровня грунтовых вод:

a) при использовании легкого penetрометра в диапазоне $6 \leq N_{10L} \leq 19$:

$$f_1 = 4N_{10L} + 30; \quad (17)$$

б) при использовании тяжелого penetрометра и диапазоне $3 \leq N_{10L} \leq 13$:

$$f_1 = 6N_{10L} + 50. \quad (18)$$

Выполнено большое количество исследований с целью связать значения одометрического модуля деформации с лобовым сопротивлением внедрению конуса. Общая зависимость имеет вид:

$$E_{oed} = \alpha_{oed} q_c, \quad (19)$$

где q_c - измеренное удельное сопротивление грунта под конусом при статическом зондировании; α_{oed} - коэффициент перехода, величина которого зависит от вида грунта, что видно из табл. 3.

Табл. 3

Оценочные значения одометрического модуля деформации E_{oed} для глинистых грунтов [25]

q_c , МПа	α_{oed} *	Грунт
<0,7	3-8	Глина низкой пластичности
0,7-2,0	2-5	
>2,0	1-2,5	
>2,0	3-6	Ил низкой пластичности
<2,0	1-3	
<2,0	2-6	Высокопластичный ил и глина
<1,2	2-8	Органический ил
<0,7 при природной влажности w , %	50-100	1,5-4,0
	100-200	1,0-1,5
	>200	0,4-1,0

* См. формулу (19).

В работе [30] предложены зависимости между откорректированным значением лобового сопротивления внедрению зонда с учетом действия порового давления (q_t)² и одометрическим модулем деформации (E_{oed}), которые показаны на рис. 3. Для илистых грунтов авторы получили следующие линейные зависимости:

$$E_{oed} = 2 \times q_t \text{ для } q_t < 2,5 \text{ МПа}; \quad (20)$$

² $q_t = q_c + (1-a)u_2$, где q_c - удельное сопротивление грунта под конусом при статическом зондировании; u_2 - поровое давление у основания конуса; a - площадной коэффициент, $a = A_n / A_c$, где A_n - площадь поперечного сечения тензоэлемента или штока над конусом на участке, на котором действует поровое давление; A_c - площадь основания конуса.

$$E_{oed} = 4 \times q_t - 5 \text{ для } 2,5 < q_t < 5 \text{ МПа.} \quad (21)$$

В работе [21] для аллювиальных глинистых грунтов на территории Южной Африки найдено значение коэффициента α_{oed} (см. формулу (19)), равное $2,75 \pm 0,55$.

Таким образом, как видно из уравнений (19-21), одометрический модуль деформации линейно связан с удельным лобовым сопротивлением внедрению конического зонда.

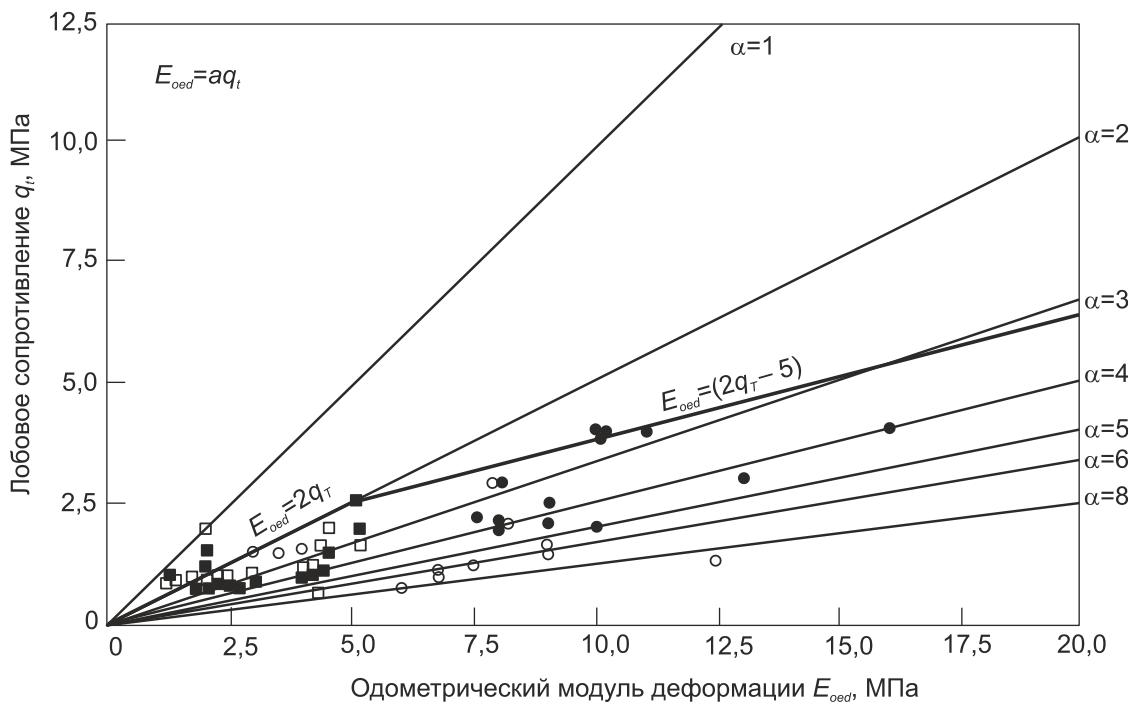


Рис. 3. Зависимость одометрического модуля деформации E_{oed} от скорректированного значения лобового сопротивления внедрению конуса q_t [30] при различных коэффициентах перехода $\alpha_{oed,\bar{n}}$

Для переуплотненных глин [30] отмечено хорошее совпадение 10 осредненных значений $q_n = q_t - \sigma_{vo}$ (где q_n - чистое удельное сопротивление; σ_{vo} - напряжение от собственного веса грунта) с отклонением $\pm 5q_n$ (рис. 4, а). Однако для нормально уплотненных глин значения E_{oed} хорошо совпадают с верхним пределом $8q_n$ (рис. 4, б).

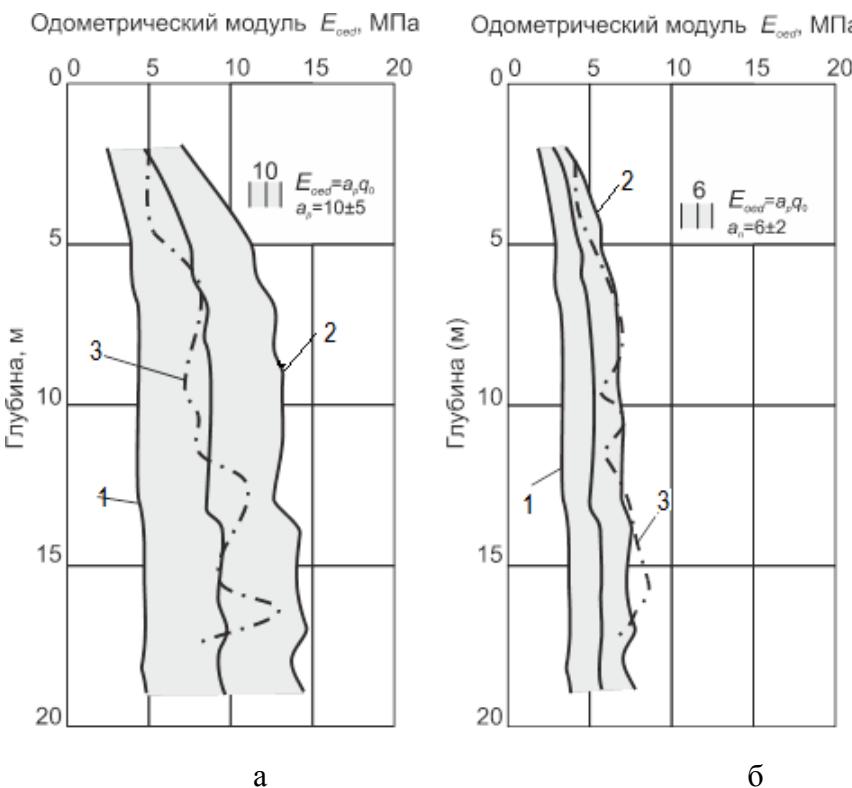


Рис. 4. Отклонения в результатах измерений одометрического модуля деформации [30]: 1, 2 - нижняя и верхняя границы распределения характеристики; 3 - среднее значение, найденное по формулам, приведенным на рисунках

Одометрический модуль деформации является функцией не только природных свойств грунта, но и напряжений от его собственного веса, в связи с чем последние стали вводить в формулы для определения E_{oed} . Одно из подобных выражений было предложено в 1990 году в работе [22]. В результате выполненных исследований для различных грунтов ее авторы получили следующее выражение:

$$E_{oed} = 8,25(q_t - \sigma_{vo}). \quad (22)$$

Таким образом, приведенные примеры указывают на возможность определения одометрического модуля деформации для глинистых грунтов с использованием эмпирических зависимостей и результатов СПТ-испытаний.

Анализируя рассмотренное, можно сделать вывод о том, что между лобовым сопротивлением внедрению зонда и одометрическим модулем деформации существует линейная зависимость. Однако она характеризуется различными значениями коэффициента пропорциональности α_{oed} , который зависит от вида грунта. Поэтому этот коэффициент следует определять исходя из местных инженерно-геологических условий, находя его по данным сравнительных полевых и лабораторных испытаний. После чего с уверенностью можно применять на практике приведенные выше зависимости.

Для сравнения приведем значения коэффициента перехода α_{oed} , рекомендуемые в приложении И СП-11-105-97 [9]:

- для песков всех генетических типов, кроме аллювиальных и флювиогляциальных, $\alpha_{oed}=8$;
- для песков аллювиальных и флювиогляциальных $\alpha_{oed}=2,0\div8,5$;
- для суглинков и глин $\alpha_{oed}=7$.

В таблицах 2 и 5 СП-11-105-97 [9] приведены значения модуля деформации для песчаных и глинистых грунтов, не зависящие от глубины испытаний, что учитывается в формулах (14, 20-22). Следует отметить, что из текста данного СП непонятно, какой модуль деформации приведен в этих таблицах, - одометрический, компрессионный или нормативный. Последний используется для расчета осадки фундаментов методом послойного суммирования [10]. Этот модуль получается путем корреляции лабораторных испытаний и испытаний плоским штампом или прессиометром в полевых условиях.

ИСПЫТАНИЯ ПРЕССИОМЕТРОМ

Данный тип испытаний проводится с использованием прессиометров различной конструкции. Наиболее часто используется баллонный прессиометр, предложенный Менардом [28], значительно реже применяются самозабуривающийся и конусный [1].

Испытания прессиометром можно выполнять в дисперсных и скальных грунтах, прочность которых на одноосное сжатие не превышает 10 МПа. При этом измеряется давление, изменение объема или радиуса рабочей камеры. После обработки результатов измерений можно найти предельное давление P_L и прессиометрический модуль деформации E_{PMT} . Последний определяется с использованием решения по теории упругости или смешанной задачи по теории упругости и теории пластичности о расширении цилиндрической полости.

Интерпретация результатов испытаний зависит от типа прессиометра. Ниже приводится методика интерпретации данных испытаний для баллонного прессиометра исходя из того, что он применяется в Российской Федерации.

На рисунке 5, а приведены типичные результаты испытаний прессиометром на различной глубине с разгрузкой для определения упругого модуля деформации.

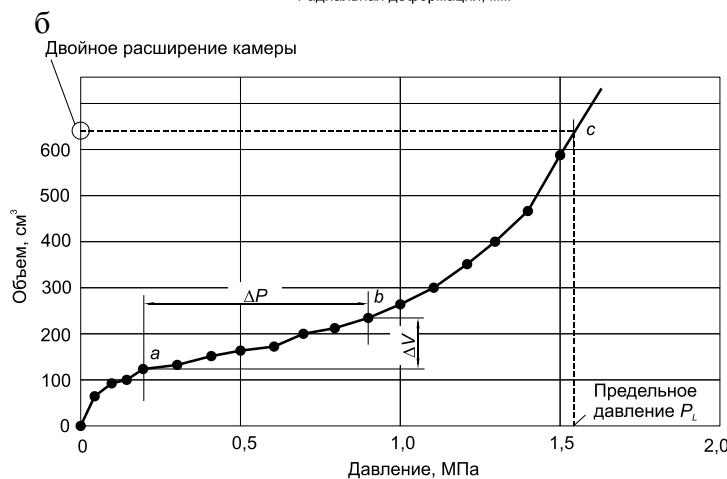
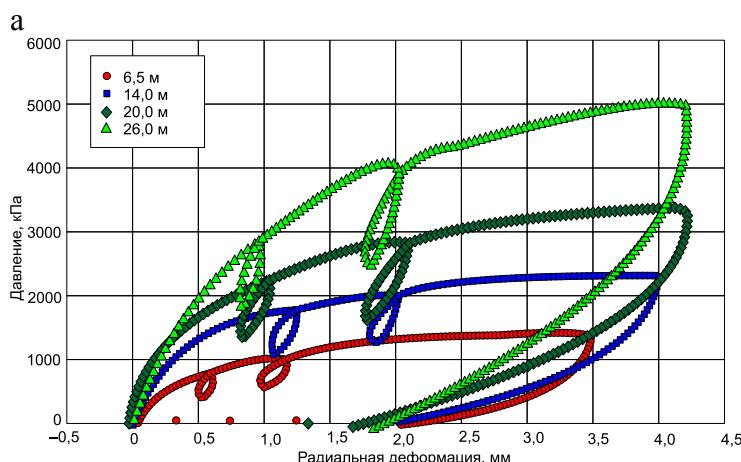


Рис. 5. Прессиометрические кривые: а - результаты испытаний; б - схема к определению измеряемых параметров

Данному виду испытаний присущ существенный недостаток, обусловленный тем, что для их проведения необходимо предварительно пробурить скважину диаметром несколько большим диаметра прессиометра. Кроме того, при проходке скважины структура грунта вблизи стенок разрушается. Эти два фактора оказывают влияние на характер зависимости «изменение объема рабочей камеры - давление» в виде образования нелинейной зависимости на участке ОВ кривой деформирования (см. рис. 5, б). При определении характеристик грунтов используют прямолинейный участок АВ (см. рис. 5, б).

Значение модуля деформации находится по формуле:

$$E_{PMT} = 2(1+\nu)(V_o + V_m) \frac{\Delta p}{\Delta V}, \quad (23)$$

где ν - коэффициент Пуассона; V_o - начальный объем измерительной камеры; V_m - скорректированный объем для участка прессиометрической кривой, на котором определяется приращение объема ΔV ; Δp - приращение давления.

Выражение (23) можно представить в ином виде:

$$E_{PMT} = A \frac{\Delta p}{\Delta V}, \quad (24)$$

где A - коэффициент, зависящий от объема рабочей камеры прессиометра и коэффициента Пуассона.

Для определения величины A используется следующая зависимость:

$$A = 2(1+\nu)(V_o - V_m). \quad (25)$$

Для испытаний, при которых определяется увеличение диаметра (радиуса) камеры, прессиометрический модуль деформации определяется через изменение ее объема или путем прямого измерения изменения радиуса датчиком перемещений:

$$E_{PMT} = 2(1+\nu)(R_o + \Delta R_m) \frac{\Delta p}{\Delta R}, \quad (26)$$

где R_o - радиус измерительной камеры в начальном состоянии; ΔR_m - приращение радиуса измерительной камеры при давлении, для которого определяется модуль деформации; Δp и ΔR - приращения давления и радиуса соответственно.

В ГОСТ 20276 [4] значение прессиометрического модуля деформации предлагается определять, используя следующее выражение:

$$E_{PMT} = K_r R_o \frac{\Delta p}{\Delta R}, \quad (27)$$

где K_r - корректирующий коэффициент, определяемый по приведенной в ГОСТ 20276 [4] таблице в зависимости от вида грунта и глубины испытания (эта таблица рекомендована для изысканий на объектах II и III уровня ответственности; для сооружений I класса значение K_r должно находиться по результатам сопоставительных испытаний штампом площадью 5000 см² и прессиометром).

Следует отметить, что в результате прессиометрических испытаний мы получаем модуль деформации в горизонтальном, а не в вертикальном направлении, в то время как в грунтах,

являющихся природными образованиями, деформируемость в горизонтальном и вертикальном направлениях может быть разной из-за физической анизотропии. Кроме того, не ясно, насколько найденный модуль деформации отличается от штамповного или трехосного. Отсюда и вытекает рекомендация о необходимости проведения сопоставительных испытаний.

Приведенные выше формулы для модуля деформации не характеризуют упругое поведение грунта из-за наличия ряда отмеченных ранее факторов. Чисто упругое поведение грунта можно оценить путем разгрузки и повторного нагружения в рабочей камере прессиометра. При этом выбранный интервал давления не должен вызывать в грунте возникновение остаточных деформаций, то есть он должен быть достаточно малым.

На практике применяется следующая процедура для определения среднего значения упругого модуля деформации для цикла «разгрузка - повторное нагружение». Процедура основана на подгонке к линейной зависимости средних значений результатов измерений в этом цикле, как показано на рис. 6, а. Упругий модуль деформации E_{ur} равен в этом случае половине угла наклона полученной прямой линии АВ. Он характеризует среднюю жесткость грунта вокруг прессиометра на выбранном уровне давления разгрузки, что соответствует точке В на рис. 6, а, и называется секущим упругим модулем деформации при выбранном давлении разгрузки. Однако, если провести прямую АС, касательную к ветви повторного нагружения при минимальном уровне радиальной деформации после разгрузки, то получим большее значение упругого модуля деформации - E_r . Точно так же, если провести прямую ВD, соответствующую максимальной радиальной деформации, то получим еще один модуль деформации - E_u . Измерения показывают, что значения E_r получаются на 20-30% больше, чем E_{ur} .

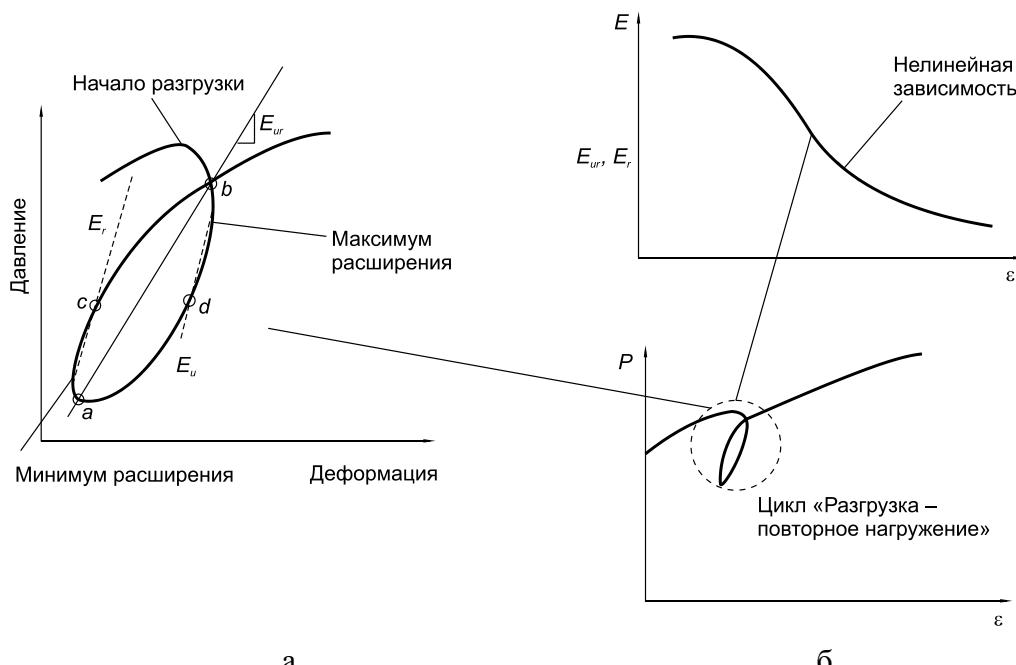


Рис. 6. Зависимость между давлением p и радиальной относительной деформацией ε_r : а - цикл «разгрузка - повторное нагружение»; б - уменьшение модуля деформации с ростом деформации

Таким образом, модули зависят от уровня радиальной деформации, при котором они определяются. При нахождении упругого модуля рекомендуется выбирать диапазон деформаций от 0,1 до 0,2%, что соответствует методам их расчета для оснований большинства зданий и сооружений. Это соответствует деформациям, которые возникают в начале разгрузки или

в начале повторного нагружения, то есть модулям E_u или E_r . Но на практике определяется только значение E_{ur} .

Этот метод может быть применен для любых типов прессиометров и грунтовых условий.

Некоторые характеристики, необходимые для проектирования оснований, такие как модуль деформации (по результатам штамповых испытаний) и горизонтальные напряжения от собственного веса грунта (по данным испытаний дилатометром и прессиометром), определяются с помощью результатов измерений. Однако другие параметры, также необходимые для проектирования оснований, могут быть найдены только с использованием корреляционных зависимостей между результатами прессиометрических и других полевых или лабораторных испытаний грунтов (например, между данными PMT-, SPT- и CPT-испытаний) (табл. 4). Проблема использования таких зависимостей заключается в том, что их нельзя применять для любых оснований, так как они получаются для частных случаев грунтовых условий. Поэтому их следует применять с осторожностью или только после выполнения корреляций для исследуемых грунтов.

Табл. 4

Корреляционные зависимости между результатами PMT-, SPT- и CPT-испытаний*

Испытания	Параметры	Вид грунта	Корреляционная зависимость	Источник
PMT, SPT	p_L, N	супесь	$p_L = 29,45N_{cor} + 219,7$	[32]
PMT, CPT	p_L, q_c	глина	$q_c = 3p_L$	[31]
		песок	$q_c = 15(\tan \varphi')^{1,75}$	[31]
	p_L, q_c	плотный песок	$q_c = 10p_L$	[27]
		рыхлый песок	$q_c = 5p_L$	
		суглинок	$q_c = 6p_L$	
		текучепластичная глина	$q_c = 3p_L$	
		текущая глина	$q_c = 1,5p_L$	

* p_L - давление, полученное при двойном расширении камеры прессиометра; N - количество ударов за залог (SPT); N_{cor} - значение N , полученное с учетом упругой деформации штанг; q_c - измеренное удельное сопротивление грунта под конусом (CPT); φ' - эффективный угол внутреннего трения.

ИСПЫТАНИЯ ПЛОСКИМ И ВИНТОВЫМ ШТАМПАМИ

Испытания плоским и винтовым штампами наиболее широко применяются в России в отличие от зарубежных стран.

Согласно ГОСТ 20276 [4] испытания грунта штампом проводят для определения следующих характеристик деформируемости: модуля деформации E_{RST} для крупнообломочных грунтов, песков, глинистых, органоминеральных и органических грунтов; начального просадочного давления p_{sl} ; относительной деформации просадочности ϵ_{sl} для просадочных глинистых (кроме набухающих и засоленных) грунтов при испытаниях с замачиванием.

За рубежом отсутствуют стандарты, подобные ГОСТ 20276 в части испытаний плоским и винтовым штампами с целью определения модуля деформации. В стандарте США ASTM D 1195 [13] приведена методика испытаний круглым штампом верхней части дорожного покрытия без интерпретации полученных данных. В стандарте Англии BS 1377-9 [14] даны рекомендации по испытаниям грунтов на сжимаемость и прочность при статическом и кинематическом нагружении круглого штампа на поверхности грунта, в шурфах и скважинах. Однако, как и в

ASTM D 1195, не приведена интерпретация данных измерений. В части 7 Еврокода [17], так же как и в BS 1377-9, рассмотрены два случая нагружения штампа ступенями и с заданной скоростью вертикальной деформации. Здесь же приведена интерпретация результатов испытаний с целью определения штамповогого модуля деформации, коэффициента постели и недренированной прочности.

Чаще всего цель испытаний заключается в определении модулей деформации грунтов в их естественном состоянии, а в некоторых случаях - после их искусственной модификации, например после уплотнения или закрепления каким-либо способом. Этими характеристиками являются модуль общей деформации E и упругий модуль деформации E_o . Первый используется при расчетах осадок фундаментов по СП 22.13330 [10], второй - при расчетах оснований численными методами.

В отличие от лабораторных полевые штамповые испытания выполняются с наименьшим нарушением природной структуры грунтов в отличие от отбора монолитов и вырезания из них образцов грунта для подготовки к лабораторным испытаниям. Кроме того, полевые испытания проводятся при существующем уровне природных вертикальных и горизонтальных напряжений от собственного веса грунта в отличие от лабораторных исследований, когда уровень горизонтальных природных напряжений заранее неизвестен и требуются дополнительные испытания для их определения. Еще одним достоинством полевых испытаний штампами является то, что они проводятся в условиях естественного дренирования, что приходится моделировать при работе в лабораторных условиях.

В отечественной практике применяются плоский и винтовой штампы с различной площадью, но модуль деформации определяют с использованием одного и того же решения теории упругости, полученного в свое время Шлейхером [26]. Это решение приведено к следующему виду:

$$E_{RST} = E_{PLT} = \frac{(1 - \nu^2) \omega d \Delta p}{\Delta s}, \quad (28)$$

где ν - коэффициент Пуассона, равный 0,3 для песков и супесей, 0,35 для суглинков и 0,42 для глин; ω - безразмерный коэффициент, равный 0,8 для круглого штампа; d - диаметр штампа; Δp - приращение давления на штамп; Δs - приращение осадки штампа, соответствующее Δp .

В ГОСТ 20276 формулу (28) рекомендуют применять при определении модуля деформации по данным испытаний круглым штампом, а в ENV 1997-2 - как круглым, так и прямоугольным/квадратным площадью до $4,0 \text{ m}^2$. В случае испытаний квадратным и прямоугольным штампами используется та же формула, но с другим значением коэффициента ω . Коэффициент ω зависит от жесткости штампа и отношения его сторон и может быть найден в монографии Цытовича Н.А. [13].

Для определения модуля деформации следует построить график зависимости осадки штампа от давления под его подошвой и в пределах линейного участка этой зависимости найти значения Δp и Δs (рис. 7). В связи с тем что модуль определяется по углу наклона прямой линии, проведенной через две точки кривой деформирования, его правильнее называть секущим модулем деформации.

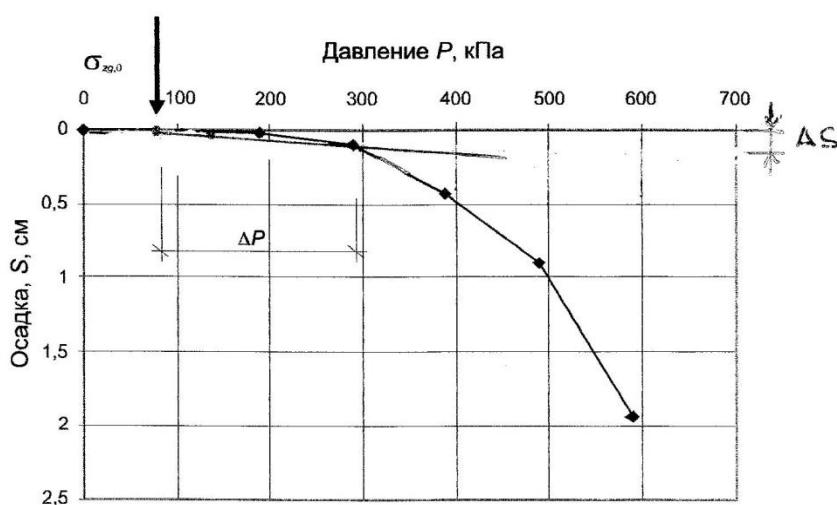


Рис. 7. Зависимость осадки s от давления p для винтового штампа площадью 600 см^2 на глубине испытаний 3 м, σ_{vo} - давление от собственного веса грунта

Следует иметь в виду, что за начало линейного участка принимается давление на грунт, равное давлению от собственного веса грунта на глубине испытаний (σ_{vo}), а за окончание этого участка - равное дополнительным напряжениям от внешней нагрузки ($\Delta\sigma_v$). Дополнительные напряжения от внешней нагрузки на глубине испытаний можно определить, используя следующее выражение:

$$\Delta\sigma_v = \alpha_\sigma p_{\text{сред}}, \quad (29)$$

где α_σ - коэффициент, принимаемый по табл. СП 22.13330; $p_{\text{сред}}$ - среднее давление под проектируемым фундаментом.

В связи с тем что на стадии инженерных изысканий величина $p_{\text{сред}}$, как правило, неизвестна, в ГОСТ 20276 введено допущение о том, что общее число ступеней давления после достижения давления, соответствующего вертикальному нормальному напряжению от собственного веса грунта σ_{vo} на отметке испытания, должно быть не менее четырех.

Если испытания плоским штампом выполнены в защищенном забое скважины, значение модуля деформации определяется с учетом пригрузки грунта по следующей формуле [17]:

$$E_{RST} = \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot \frac{\pi d}{4} (1 - \nu^2) C_z, \quad (30)$$

где C_z - коэффициент коррекции глубины, зависящий от отношения глубины к диаметру штампа z/d (относительной глубины) и определяемый с использованием зависимостей, приведенных на рис. 8.

Как видно из рис. 8, для определения модуля деформации с использованием формулы (30) следует провести два испытания штампом - одно на поверхности, а другое на заданной глубине - и далее найти отношение приращения осадки штампа на глубине к приращению осадки штампа на поверхности грунта.

На рисунке 9 показаны графики зависимости осредненных относительных осадок от давления плоским и винтовым штампами [7]. Как видно из этого рисунка, винтовой штамп дает большее значение модуля деформации по сравнению с плоским. По мнению В.И. Каширского, это

объясняется тем, что плоские штампы устанавливались на разуплотненный грунт, тогда как винтовой штамп погружался ниже забоя скважины.

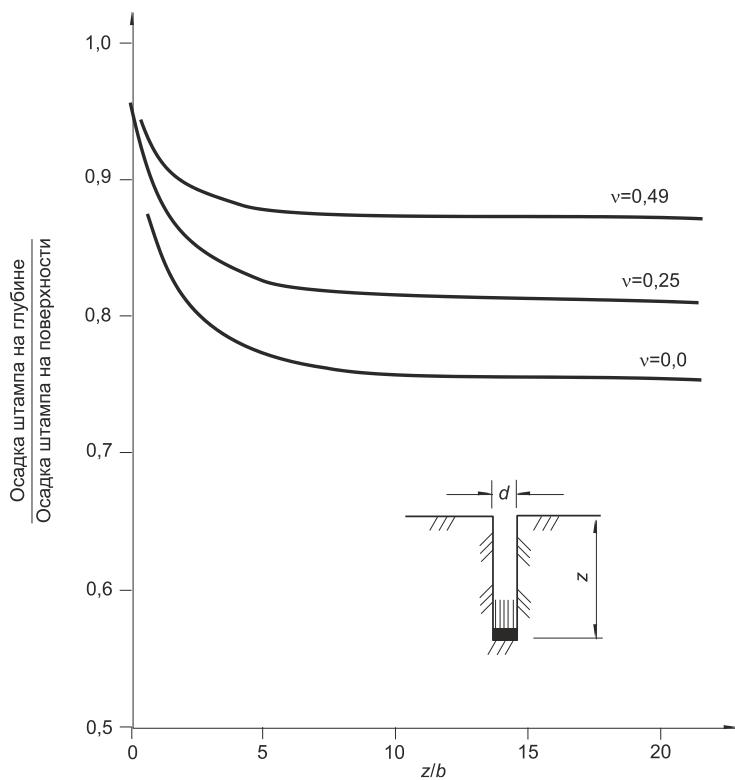


Рис. 8. Изменения коэффициента коррекции глубины C_z (см. формулу (30)) с ростом относительной глубины z / d (отношения глубины испытания к диаметру штампа) для результатов, полученных при нагрузке, равномерно распределенной по всей площади забоя скважины

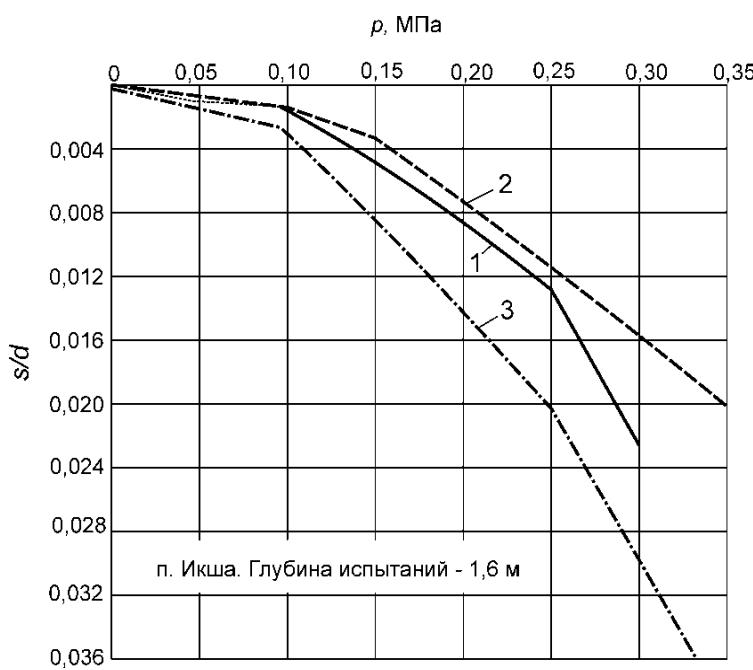


Рис. 9. Графики зависимости осредненной относительной осадки s/d (отношения осадки к диаметру штампа) от давления на штамп p в мягкопластичных суглинках при испытаниях: 1 - плоским штампом площадью 5000 см^2 ; 2 - винтовым штампом площадью 600 см^2 ; 3 - плоским штампом площадью 600 см^2 [7]

ИСПЫТАНИЯ ПЛОСКИМ ЗОНДОМ ИЛИ ДИЛАТОМЕТРОМ

Плоский зонд (дилатометр) применяется для определения физических и в большей степени механических характеристик грунтов в полевых условиях. Его конструкция была предложена С. Марчетти (Маркетти) [23], и он широко используется за рубежом при проведении инженерно-геологических изысканий. В отличие от применяемого при статическом зондировании такой зонд имеет не только другую форму, но и большие размеры. Вторым принципиальным отличием является возможность измерения природных горизонтальных напряжений, что позволяет оценить начальное напряженное состояние грунтов в естественном состоянии.

В ходе испытаний грунтов дилатометром определяют:

- плотность грунта ρ ;
- коэффициент бокового давления в состоянии покоя K_o ;
- коэффициент переуплотнения σ_p ;
- недренированную прочность c_u ;
- дренированный угол внутреннего трения φ' ;
- коэффициент консолидации в горизонтальном направлении c_h ;
- коэффициент фильтрации k_f ;
- дилатометрический и одометрический модули деформации E_D, E_{oed} .

В России была предложена иная конструкция плоского зонда, который обладает значительно большей жесткостью и поэтому может быть применен в грунтах с включениями, в том числе и гравелистых. Его называют динамометрическим, или жестким, зондом [1, 2].

В ходе испытаний грунтов жестким зондом определяют:

- природные горизонтальные напряжения и поровое давление в массиве грунта на заданной глубине;
- коэффициент бокового давления грунта K_o ;
- одометрический модуль деформации E_{oed} ;
- коэффициент консолидации в горизонтальном направлении c_h ;
- коэффициент фильтрации k_f .

Модуль деформации при испытаниях жестким зондом определяется с использованием решения, полученного З.Г. Тер-Мартirosяном и др. [12], которое имеет вид:

$$E_{RBD} = \frac{\sigma_{\text{a}\ddot{\text{o}}\delta}}{1-\nu^2} \cdot \frac{h_{0,5}}{b_{0,5}}, \quad (31)$$

где $\sigma_{\text{a}\ddot{\text{o}}\delta}$ - горизонтальное напряжение после релаксации напряжений; $h_{0,5}$ и $b_{0,5}$ - половина толщины и половина ширины зонда соответственно.

Модули деформации, полученные по формуле (31), близки по величине к одометрическому [2].

На сайте www.marchetti-dmt.it можно увидеть, что дилатометр Марчетти позволяет определить практически все характеристики грунтов - как физические, так и механические. В действительности же для этого предлагается использовать корреляционные связи между полевыми (дилатометрическими) и лабораторными испытаниями. В таблице 5 приведены характеристики, определяемые с помощью дилатометра Марчетти.

Табл. 5

Интерпретация данных испытаний [18]

Характеристика	Символ	Формула
Значение первого давления перед расширением мембранны	p_0	$p_0 = 1,05 (A - z_m + \Delta A) - 0,05 (B - z_m - \Delta B)$
Значение второго давления при расширении мембранны на 1,1 мм	p_1	$p_1 = B - z_m - \Delta B$
Индекс материала (по Марчетти)	I_D	$I_D = \frac{p_1 - p_o}{p_o - u_o}$
Коэффициент горизонтальных напряжений	K_D	$K_D = \frac{p_o - u_o}{\sigma'_{vo}}$
Дилатометрический модуль деформации	E_D	$E_D = 34,6(p_1 - p_o)$
Модуль деформации	E	$E \approx 0,8 E_{oed,vd};$ $E_{oed,vd} = R_M E_D$
Коэффициент бокового давления в состоянии покоя	K_0	$K_0 = (K_D/1,5)^{0,47} - 0,6$ для $I_D < 1,2$
Коэффициент переуплотнения	OCR	$OCR = (0,5 K_D)^{1,56}$ для $I_D < 1,2$
Недренированная прочность	c_u	$c_u = 0,22 \sigma'_{vo} (0,5 K_D)^{1,25}$ для $I_D < 1,2$
Угол внутреннего трения	φ	$\varphi = 28 + 14,6 \lg K_D - 2,1 \lg^2 K_D$ для $I_D > 1,8$
Коэффициент консолидации	c_h	$c_h \approx 7 \text{ см}^2 / T_{flex}$
Коэффициент фильтрации	k_h	$k_h = c_h \gamma_w / E_{oed,h}$ ($E_{oed,h} \approx K_0 E_{oed,vd}$)
Вертикальный дренированный одометрический модуль деформации	$E_{oed,vd}$	$E_{oed,vd} = R_M E_D;$ если ($I_D < 0,6$), то $R_M = 0,14 + 2,36 \lg K_D$; если ($I_D > 3$), то $R_M = 0,5 + 2 \log K_D$; если ($0,6 < I_D < 3,0$), то $R_M = R_{M,0} + (2,5 - R_{M,0}) \lg K_D$, где $R_{M,0} = 0,14 + 0,15(I_D - 0,6)$; если $K_D > 10$, то $R_M = 0,32 + 2,18 \lg K_D$; если $R_M < 0,85$, то принимается $R_M = 0,85$
Равновесное поровое давление	U_0	$U_0 = p_2 \approx C - z_m + \Delta A$

u_o - пьезометрическое поровое давление; σ'_{vo} - вертикальное эффективное напряжение от собственного веса грунта; A , ΔA , B , ΔB , C , z_m - регистрируемое и калибровочное давление при различной величине расширения мембранны; T_{flex} - коэффициент, определяемый по опытным данным; γ_w - удельный вес воды; R_M - параметр, значение которого определяется по формуле, приведенной в таблице; для нахождения плотности грунта γ на сайте http://www.marchetti-dmt.it/pages/pictures/interpretation_formulae.htm предлагается диаграмма на рис. 5.11.

В последнее время предлагается [18] определять вид грунта и его оценочный удельный вес при помощи диаграммы, которая приведена на рис. 10. Дилатометрический модуль деформации E_D предлагается находить по формуле:

$$E_D = 10^{(n+m \lg I_D)}, \quad (32)$$

где n , m - коэффициенты, значения которых приведены на рис. 10; I_D - индекс материала по Марчетти (см. табл. 5).

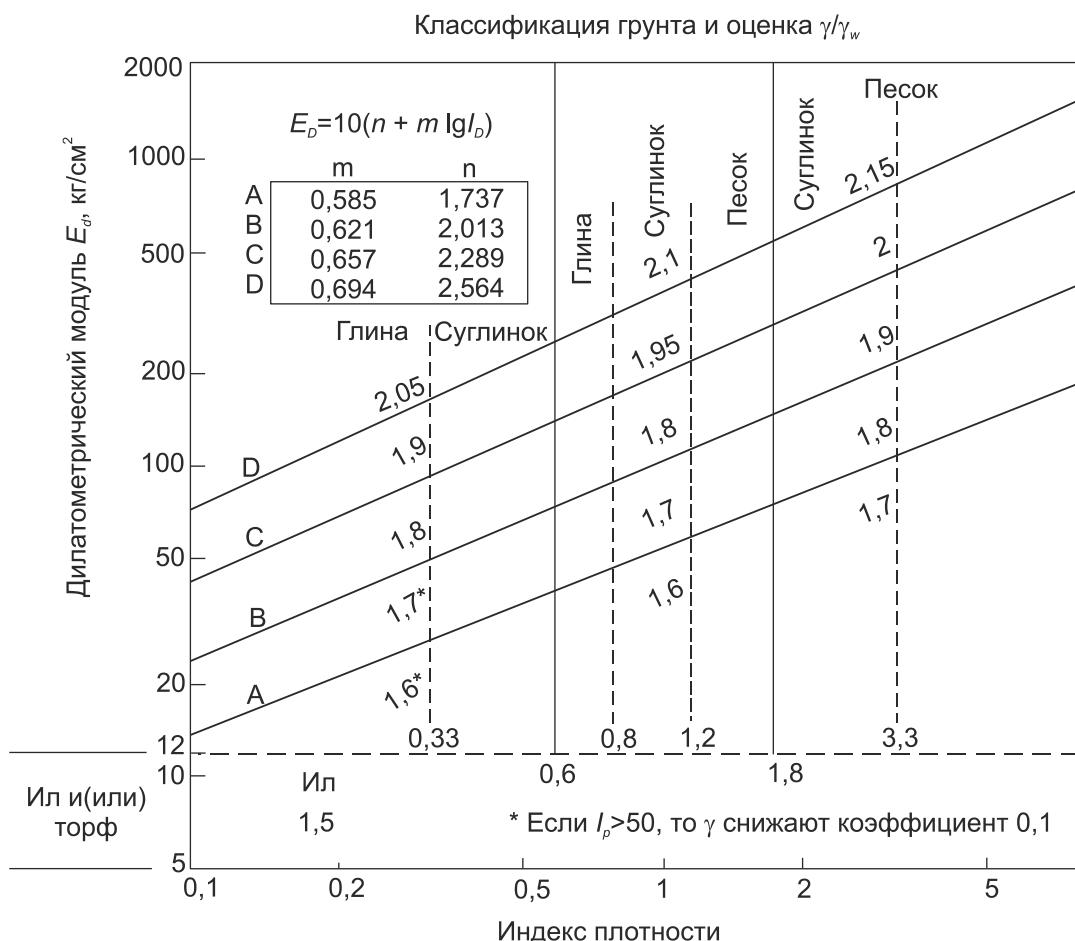


Рис. 10. Использование дилатометра для идентификации типа грунта [18]

Ранее С. Марчетти использовал несколько иное выражение для определения этого же модуля деформации:

$$E_D = 34,6(p_1 - p_o), \quad (33)$$

где p_0 - скорректированное значение первого давления перед расширением мембраны; p_1 - скорректированное значение второго давления при расширении мембраны на 1,1 мм.

Следует иметь в виду, что этот модуль нельзя рекомендовать для целей проектирования. Он не совпадает с упругим модулем и тем более с модулем общей деформации (последний используется в расчетах оснований по СП 22.13330 [10] и СП 24.13330 [11]). Поэтому дилатометрический модуль необходимо привести к модулю деформации, полученному по данным сравнительных испытаний, например винтовым или плоским штампом.

С. Марчетти [18] провел большое количество испытаний в Италии и, основываясь на их результатах, нашел эмпирические корреляционные зависимости между тремя параметрами - I_D , K_D

и E_D (см. табл. 5) - и видом грунта, удельным весом, коэффициентом давления в состоянии покоя K_o , коэффициентом переуплотнения OCR , недренированной прочностью, компрессионным модулем и углом внутреннего трения. Все параметры грунтов были получены по данным лабораторных испытаний.

Из таблицы 5 видно, что при интерпретации результатов измерений используются в основном три параметра - I_D , K_D и E_D . Для определения параметров I_D и K_D необходимо знать величину порового давления σ_o в исследуемом массиве грунта перед погружением зонда и эффективные напряжения от собственного веса грунта σ'_{vo} . Распределение давления грунтовой воды в природных условиях предполагается гидростатическим, поэтому для его определения необходимо знать положение уровня грунтовых вод. Природные напряжения вычисляются с использованием удельного веса грунта, найденного по эмпирической корреляционной зависимости между I_D и K_D при принятии гидростатического характера давления воды.

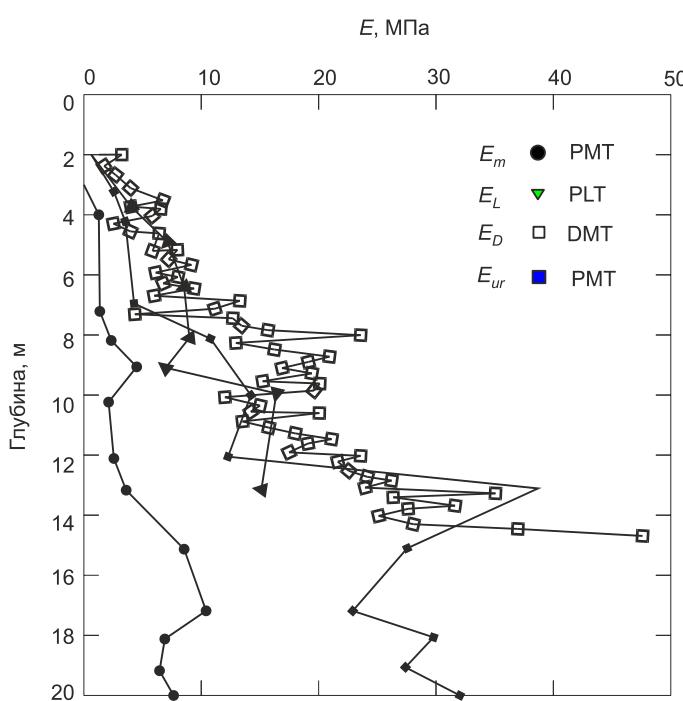


Рис. 11. Модуль упругости по данным различных видов испытаний [24]

Сопоставление модулей деформации по данным всех полевых испытаний приведено на рис. 11. При определении модуля упругости по результатам испытаний прессиометром (PMT) и плоским штампом (PLT) коэффициент Пуассона был принят равным 0,33. Из-за нелинейного поведения грунта секущий модуль деформации зависит от уровня деформации или уровня напряжений. Это учитывалось, когда сравнивались модули по данным различных видов испытаний с принятием отсчетного уровня деформации, который должен быть определен для каждого испытания. В работах [20, 24] показано, что для нормально уплотненных песчаных грунтов модули деформации, полученные по результатам испытаний дилатометром (DMT), соответствуют трехосным модулям при деформации 0,1%.

Результаты, приведенные на рис. 11, показывают, что значения E_m (PMT) и E_L (PLT) оказались меньше, чем E_D (DMT). Авторы работы [24] объясняют это влиянием разрушения структуры грунта при устройстве скважин для PMT- и PLT-испытаний. Среднее значение угла внутреннего трения $\varphi = 26^\circ$, полученное при DMT-испытаниях, практически совпадает с данными трехосных лабораторных опытов. Следует заметить, что указанное значение φ получено по данным DMT-испытаний с использованием корреляционных зависимостей для песчаных грунтов. Подобное

совпадение работы [24] объясняют тем, что исследованные глины имеют высокую начальную пористость и, соответственно, высокую проницаемость, как и песчаные грунты.

В приложении к Еврокоду 7 [17] приведена корреляционная зависимость между одометрическим модулем деформации E_{oed} и результатами испытаний дилатометром Марчетти:

$$E_{oed} = R_M E_D, \quad (34)$$

где R_M - коэффициент, получаемый или на основании местного опыта, или с использованием зависимостей из табл. 6.

Табл. 6

Зависимости для вычисления коэффициента R_M^*

Условие	Зависимость	Тип грунта
$I_D < 0,6$	$R_M = 0,14 + 2,36 \lg K_D$	Глинистый
$I_D > 3,0$	$R_M = 0,50 + 2,0 \lg K_D$	Чистый кварцевый песок
$0,6 < I_D < 3,0$	$R_M = R_{M0} + (2,50 - R_{M0}) \lg K_D,$ где $R_{M0} = 0,14 + 0,15(I_D - 0,6)$	От супеси до пылеватого песка

* См. формулу (34). Остальные обозначения - см. табл. 5.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Испытания грунтов штампом и прессиометром дают более достоверные значения деформационных характеристик по сравнению с использованием статического и динамического зондирования, так как в первом случае применяются решения теории упругости и пластичности, а во втором - корреляционные зависимости.

2. Применяя статическое или динамическое зондирование, следует иметь в виду, что вид модуля деформации, определяемый этими методами, зависит от корреляционной связи между данными измерений лобового сопротивления, сил трения, порового давления и результатами лабораторных испытаний. Корреляционные зависимости с результатами компрессионных испытаний дают значения одометрического модуля деформации. В то же время если провести корреляцию с результатами трехосных испытаний, то можно найти трехосный модуль деформации.

3. Для проектирования оснований по СП 22.13330 [10] и СП 24.13330 [11] модуль деформации должен быть найден путем статического или динамического зондирования с корреляцией по данным испытаний штампом или прессиометром.

4. При интерпретации результатов полевых испытаний следует учитывать различия между упругим модулем деформации и модулем деформации. Первый должен находиться при малом уровне деформаций грунта, а второй - при заданном уровне напряжения или деформации. Для определения этих модулей следует использовать испытания грунтов прессиометром или штампами.

5. Упругий модуль деформации может быть найден в цикле «разгрузка - повторное нагружение» по данным испытаний прессиометром, плоским или винтовым штампом.

Список литературы

1. Болдырев Г.Г. Полевые методы испытаний грунтов (в вопросах и ответах). Саратов: РАТА, 2013. 356 с.
2. Болдырев Г.Г., Мельников А.В., Меркульев Е.В., Новичков Г.А. Сравнение методов лабораторных и полевых испытаний грунтов // Инженерные изыскания. 2013. № 14. С. 28-48.

3. ГОСТ 19912-2012. Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием. М.: МНТКС, 2012.
4. ГОСТ 20276-2012. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости. М.: МНТКС, 2013.
5. ГОСТ 23061-90. Грунты. Методы радиоизотопных измерений плотности и влажности. М.: Госстрой СССР, 1990.
6. ГОСТ 30672-2012. Грунты. Полевые испытания. Общие положения. М.: МНТКС, 2012.
7. Каширский В.И. Методика исследования состава и свойств дисперсных грунтов полевыми методами в условиях мегаполиса (на примере г. Москвы): автореф. дис. ... канд. техн. наук. М.: Изд-во ПНИИС, 2005. 26 с.
8. Мариупольский Л.Г. Исследования грунтов для проектирования и строительства свайных фундаментов. М.: Стройиздат, 1989. 199 с.
9. СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. М.: Госстрой России, 1997.
10. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений (актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*). М.: Минрегион России, 2011.
11. СП 24.13330.2011 (актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85). Свайные фундаменты. М.: Минрегион России, 2011.
12. Тер-Мартиросян З.Г., Кятов Н.Х., Сидорчук В.Ф. Экспериментальные и теоретические основы определения напряженно-деформированного состояния грунтов естественного сложения // Инженерная геология. 1984. № 4. С. 13-25.
13. Цытович Н.А. Механика грунтов: учебное пособие. М.: Стройиздат, 1963. 638 с.
14. ASTM D1195/D1195M-09. Standard test method for repetitive static plate load tests of soils and flexible pavement components, for use in evaluation and design of airport and highway pavements. ASTM, 1995.
15. BS 1377-9:1990. Methods of test for soils for civil engineering purposes. Part 9. In-situ tests. BSI, 1990.
16. Clark B.G. Pressuremeters in geotechnical design. London: Blackie Academic & Professional, 1995. 364 p.
17. ENV 1997-2:2007. Eurocode 7. Geotechnical design. Ground investigation and testing, 2007.
18. Flat dilatometer (DMT) downloadable papers. 2014. URL: http://www.marchetti-dmt.it/pages/pictures/interpretation_formulae.htm.
19. Gunarante M. The foundation engineering handbook. Abingdon: Taylor & Francis Group, 2006. 625 p.
20. Jamiolkowski M., Ladd C.G., Germaine J.T., Lancellotta R. New developments in field and laboratory testing of soils // Proceedings of the 11-th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1985. V. 1. P. 57-153.
21. Jones G.A., Rust E. Piezocone settlement prediction parameters for embankments on alluvium // Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing «CPT-95». Linkoping, Sweden, 1995. V. 2. 501-508.
22. Kulhawy F.H., Mayne P.H. Manual on estimating soil properties for foundation design: report EL-6800. Palo Alto, USA: EPRI Press, 1990. 250 p.
23. Marchetti S., Monaco P., Totani G., Calabrese M. The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations: report by the ISSMGE Committee TC16 // Proceedings of the International Conference on In Situ Measurement of Soil Properties «In situ 2001». Bali, Indonesia, 2001. P. 95-131.
24. Ortigao J.A.R. Dilatometer tests in Brasilia porous clay // Proceedings of the 7-th International Congress International Association of Engineering Geology (ed. by R. Olivera et al.). 1994. V. 2. P. 359-365.
25. Sanglerat G. The penetration and soil exploration. Amsterdam: Elsevier, 1972. 464 p.

26. *Schleicher F.* Senkungsmittelwert und ahnlichkeitsbedingung fur platen und balken auf isotroper elastischer unterlage // Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik. 1928. B. 8. S. 68-70.
27. *Schmertmann J.H.* Guidelines for CPT performance and design: report prepared for Federal Highway Administration. Washington D.C.: Federal Highway Administration, 1978. 158 p.
28. *Schnaid F.* In situ testing in geomechanics. Abingdon: Taylor & Francis Group, 2009. P. 330.
29. *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. 1986. V. 112. P. 1016-1032.
30. *Senneset K., Sandven R., Lunne T., By T., Amundsen T.* Piezocone tests in silty soils // Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing «ISOPT-1». Rotterdam: Balkema Pub, 1988. P. 955-966.
31. *Van Wieringen J.B.M.* Relating cone resistance and presseuremeter test results // Proceedings of the 2-d European Symposium on Penetrating Testing. 1982. V. 2. P. 951-955.
32. *Yagiz S, Akyol E, Sen G.* Relationship between the standard penetration test and the pressuremeter test on sandy silty clays: a case study from Denizli // Bulletin of Engineering Geology and the Environment. 2008. V. 67. P. 405-410.

Выходные данные: Журнал «Инженерные изыскания», №5-6/2014, С. 86-97