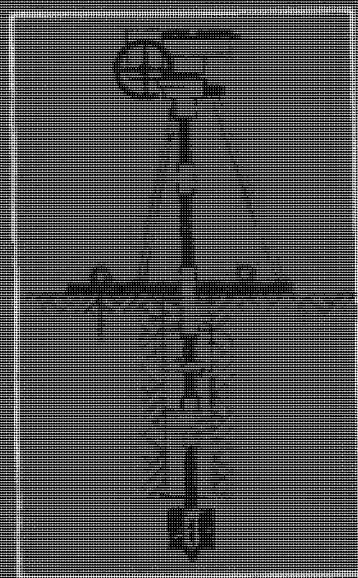


Ю.Г. Трофименков
Л.Н. Воробков

ПОЛЕВЫЕ МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ



МОСКВА
СТРОИИЗДАТ
1981

Ю. Г. Трофименков, Л. Н. Воробков
кандидаты технических наук

ПОЛЕВЫЕ МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

Издание третье, переработанное и дополненное



Москва Стройиздат 1981

ББК 38.58
Т 76
УДК 624.131.38

Печатается по решению секции литературы по инженер-
ному оборудованию редакционного совета Стройиздата.
Рецензент — канд. техн. наук Л. Г. Марнупольский

Трофименков Ю. Г., Воробков Л. Н.
Т 76 Полевые методы исследования строительных
свойств грунтов. — 3-е изд., перераб. и доп. — М.:
Стройиздат, 1981. — 215 с., ил.

Рассмотрены полевые методы исследования физико-механических
свойств грунтов в условиях их естественного залегания. Приведены
сведения об исследовании грунтов штампами, статическим и динами-
ческим зондированием, об испытаниях грунтов на сдвиг в шурфах и
скважинах, а также о прессиометрических испытаниях. Даны примеры
инженерно-геологических изысканий, выполненных с применением по-
левых методов исследований. Описано применяемое оборудование.

Для инженерно-технических и научных работников проектных,
строительных и научно-исследовательских организаций.

Т 30206—494 179—81. 3202000000
047(01)—81

ББК 38.58
6С1

© Стройиздат, 1974
© Стройиздат, 1981, с изменениями

ПРЕДИСЛОВИЕ

Внедрение результатов научных исследований в народное хозяйство, повышение эффективности и качества строительства, а также снижение его стоимости являются государственными задачами, поставленными перед строителями XXV съездом КПСС.

Использование полевых методов исследования строительных свойств грунтов для решения указанных задач приобретает в последние годы все более широкое распространение. Это объясняется тем, что полевые методы исследований дают возможность, во-первых, исследовать свойства таких грунтов, образцы которых практически невозможно отобрать для испытания в лаборатории, и, во-вторых, более полно оценить строительные свойства грунтов, образцы которых испытаны в лаборатории.

За время, прошедшее после выхода в свет второго издания этой книги, разработано новое оборудование, получены новые результаты исследований свойств грунтов различными полевыми методами (в сочетании с традиционными), разработаны новые ГОСТы на испытания грунтов штампами, статическим и динамическим зондированием, вращательным срезом и прессиометрами, проведены совещания и конференции, посвященные вопросам полевых исследований, а также утвержден рекомендательный Европейский стандарт на методы зондирования. Поэтому потребовались коренная переработка и дополнение второго издания книги.

Изложенный в книге материал в значительной мере является результатом многолетней работы института Фундаментпроект по разработке и использованию полевых методов для оценки строительных свойств грунтов, а также по подготовке нормативных документов, выполнявшейся под руководством и при участии авторов. В разработке конструкций установок, методики проведения исследований и оценки их результатов принимал участие большой коллектив проектировщиков и изыскателей.

Авторы весьма признательны канд. техн. наук Л. Г. Мариупольскому за ценные замечания, сделанные им при рецензировании рукописи, а также всем товарищам, принимавшим непосредственное участие в разработке и внедрении полевых методов исследований в практику строительства. Авторы приносят благодарность инженерам П. П. Дунаеву, В. И. Гвоздику, З. А. Гапоненко и З. К. Пярнпуу, чье творческое участие способствовало решению многих теоретических и практических вопросов.

Введение, главы IV и VI написаны Ю. Г. Трофименковым; главы II, III и V — Л. Н. Воробковым; переработка главы I, ранее составленной А. И. Смрнницким, выполнена авторами совместно; глава VII написана авторами совместно с З. К. Пярнпуу. Общее редактирование книги выполнено Ю. Г. Трофименковым.

Введение

Использование полевых методов исследования строительных свойств грунтов во многих случаях позволяет существенно снизить стоимость строительства. Большие непроизводительные расходы вызывают как строительство по проектам с излишним запасом прочности оснований сооружений, так и дополнительные работы по устранению недопустимых деформаций или даже аварий вследствие неправильной оценки свойств грунтов.

Опыт показывает, что только комплексные исследования с помощью лабораторных и полевых методов позволяют всесторонне оценить физико-механические свойства грунтов и обеспечить достоверную оценку инженерно-геологических условий строительной площадки.

В течение длительного времени основным методом оценки строительных свойств грунтов были лабораторные исследования, техника которых непрерывно совершенствовалась. Однако результаты лабораторных исследований не всегда правильно характеризуют строительные свойства грунтов.

Например, в некоторых грунтах (рыхлых песках и глинистых грунтах текучей и текучепластичной консистенций) невозможно отобрать образцы с ненарушенной структурой, а ведь правильная оценка этих грунтов особенно необходима для успешного проектирования оснований сооружений. Кроме того, отбор образцов грунта для лабораторных исследований связан с бурением большого числа скважин, что удорожает строительство и удлиняет сроки изыскательских работ.

В связи со сказанным в последние годы получили широкое распространение полевые методы исследования грунтов в условиях их естественного залегания.

К полевым методам исследований авторы относят те испытания в полевых условиях, которые моделируют процессы, возникающие при нагружении оснований или соответствующие предельным состояниям при работе оснований. Некоторые из них (такие, как испытания грунтов штампами для определения модуля деформации и испытания на сдвиг цилиндров грунта для определения параметров сопротивления сдвигу) известны уже давно. В последние годы получили распространение зондирование грунтов (динамическое и статическое), вращательный срез в скважинах и определение модуля деформации грунта с помощью прессиометрических испытаний.

Такие специфические полевые методы исследования, как определение влажности и плотности грунта, основанные на использовании радиоактивных свойств элементов, а также геофизические в данной книге не рассматриваются.

Основное внимание в книге уделено статическому зондированию как наиболее распространенному в последнее время методу полевых исследований свойств грунтов. Первым научным прибором, примененным для оценки механической прочности грунта Луны, был грунтомер — пенетромтр [36]. Самоизнашивающиеся пенетрометры использовались при полетах «Аполлона-15» и «Аполлона-16» на Луну [69]. Статическое зондирование нашло также широкое применение при исследовании континентальных шельфов при глубинах воды до 125 м и глубине зондирования ниже дна водоема до 100 м.

Метод вращательного среза в скважине применяют при расчете устойчивости слабых глинистых оснований, отбор образцов из которых для лабораторных исследований практически невозможен.

В соответствии с требованиями Строительных норм и правил при расчете оснований сооружений по деформациям необходимо определять модуль деформации грунтов. В настоящее время наиболее достоверным способом оценки модуля деформации считается испытание грунтов в полевых условиях с помощью штампа. Однако из-за сложности, трудоемкости и длительности применения этих испытаний при инженерно-геологических изысканиях ограничивается. В этих условиях получают распространение прессиометрические испытания, с помощью которых модуль деформации определяется значительно проще и быстрее.

В последние годы новое строительство все чаще приходится вести на площадках, ранее считавшихся непригодными для строительства из-за сложных

инженерно-геологических условий. Наряду с этим постоянно увеличиваются пролеты производственных зданий и этажность жилых домов, что приводит к значительному росту нагрузок на основание. С учетом этих обстоятельств появляется необходимость проведения комплексных инженерно-геологических изысканий, позволяющих наиболее полно оценить грунты строительной площадки.

Такие комплексные изыскания могут включать как традиционные методы — бурение скважин, проходку шурфов, лабораторные исследования отобранных из скважин и шурфов образцов грунтов, так и новые методы — зондирование, лопастные и прессиометрические испытания, испытания свай и моделей свай статическими и динамическими нагрузками, а также геофизические исследования (сейсморазведку, электроразведку, радиоактивные методы).

Полевые и лабораторные методы, входящие в комплекс инженерно-геологических изысканий, должны правильно отражать реальные процессы и явления, происходящие в грунтах, находящихся в естественном состоянии, а также те изменения, которые произойдут в них при эксплуатации сооружений.

Соотношение объемов полевых и лабораторных методов, включенных в комплекс инженерно-геологических изысканий, должно зависеть от целей и задач, стоящих перед изысканиями, характеристики проектируемых сооружений, сложности инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки проектируемого строительства и технической возможности их проведения. Применение в комплексе изысканий отдельных методов должно четко обосновываться технико-экономической эффективностью их использования в решении поставленных задач.

Использование комплексных методов изысканий должно обеспечить, с одной стороны, сокращение сроков и стоимости не только изысканий, но и строительства, а с другой — технически правильные, экономически целесообразные и надежные решения оснований и фундаментов.

ОСНОВНЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ И ИХ ХАРАКТЕРИСТИКИ

1. Общие положения

При строительстве городских, промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений в большинстве случаев в качестве оснований используются повсеместно распространенные грунты четвертичного возраста: делювиальные, аллювиальные, гляциальные, флювиогляциальные, элювиальные, эоловые и др. Условия образования и краткая характеристика таких грунтов приведены в табл. 1.

Однако следует заметить, что увеличение этажности, а следовательно, и массы зданий, а также мощности технологического оборудования промышленных сооружений все чаще приводит к необходимости большего заглубления фундаментов (чаще всего свайных) с опиранием их на коренные грунты дочетвертичного возраста. Так, в строительной практике Москвы нередки случаи опирания свай на грунты мелового и юрского возрастов, а на участках, где они в значительной степени размыты (по берегам реки Москвы), даже на отложения каменноугольного возраста.

Большинство проектно-изыскательских организаций, в том числе ГПИ Фундаментпроект, занимается изучением свойств грунтов четвертичного возраста. Свойства грунтов оцениваются соответствующими показателями — характеристиками.

Определение характеристик регламентируется государственными стандартами. Характеристики разделяются на прямые (получаемые непосредственно в процессе лабораторных и полевых испытаний) и производные (получаемые расчетами с использованием прямых характеристик).

К прямым характеристикам грунта относятся: удельный вес (ГОСТ 5181—78), плотность* (ГОСТ 5182—78), природная влажность (ГОСТ 5180—75), влажность на границе текучести и раскатывания (ГОСТ 5183—77), зерновой (гранулометрический) состав (ГОСТ 12536—79), сопротивление срезу (ГОСТ 12248—78), модуль деформации (ГОСТ 12374—77) и др.

К производным характеристикам относятся: плотность скелета грунта, пористость, коэффициент пористости, степень влажности, число пластичности, показатель консистенции, относительная плотность, удельное сцепление, угол внутреннего трения и др.

Главными из прямых характеристик являются плотность грунта и модуль деформации, численные значения которых использу-

* По СНиП II-15-74 соответствует объемному весу грунта.

Таблица 1

Грунты	Индекс	Характеристика и условия образования континентальных грунтов четвертичного возраста
Аллювиальные	al	Галечники, гравий, пески и глинистые образования, отлагаемые реками и ручьями (в том числе непостоянно действующими) в русле, долине и устье. Отложения обычно однородны, но отдельные слои могут значительно отличаться по характеру материала. По времени отложения различают современный и древний аллювий. Современные отложения, как русловые, так и пойменные, наименее уплотнены и лишены структурной прочности
Делювиальные	dl	Глинистые грунты (иногда с включением и прослоями более крупного материала), отлагаемые потоками дождевых и талых вод на склонах и в подножии гор и возвышенностей. Отложения обычно неоднородны, плохо отсортированы и мало окатаны, состав не выдержан по простираанию и глубине
Ледниковые (гляциальные)	gl	Обломочный материал в виде валунных глин и суглинков (морена), переносимый и отлагаемый ледником. Отложения исключительно неоднородны и отличаются значительной плотностью
Водноледниковые (флювиогляциальные и лимногляциальные)	fgl	Продукты переработки морены талыми водами ледников, представленные галечниками, гравием, песками, супесями и глинами (ленточными). Отложения занимают большие площади (моренные поля) и относительно выдержаны по простираанию
Пролювиальные	pl	Сходные с делювиальными грунтами, отлагаемыми у подножья гор
Элювиальные	el	Продукты выветривания горных пород, оставшиеся на месте образования. Они характеризуются отсутствием слоистости и постепенным переходом в материнскую породу, не отсортированы
Эоловые	eol	Дюнные и барханные пески, лесс и лессовидные грунты (последние могут быть не только эолового происхождения). Отложения занимают значительные пространства, отличаются большой однородностью и, как правило, рыхлым сложением

ются для определения природного (бытового) давления, расчета устойчивости откосов, давления грунта на подпорные стенки и на основание, осадок и крена сооружений, а также в других случаях.

Другие характеристики, относящиеся к прямым, являются либо классификационными, либо вспомогательными и служат для вычисления производных характеристик или для качественной оценки прочностных и деформационных свойств грунтов.

Важнейшими из числа производных характеристик являются сцепление и угол внутреннего трения, определяющие прочность грунтов. Другие характеристики, относящиеся к производным,

являются либо классификационными, либо (например, коэффициент пористости или плотность скелета грунта) позволяют судить о плотности и сжимаемости грунтов.

Характеристики свойств грунтов разделяют на физические, определяющие их физическое состояние, и механические, позволяющие оценивать поведение грунтов под действием внешних сил.

К физическим характеристикам относятся: гранулометрический состав, удельный вес и плотность грунта, плотность скелета грунта, влажность, число пластичности и показатель консистенции, пористость и коэффициент пористости, водопроницаемость и некоторые другие.

К механическим характеристикам относятся модуль деформации, коэффициент уплотнения, сцепление, угол внутреннего трения и др.

2. Основные физические свойства грунтов и их характеристики

Удельный вес грунта γ_s зависит только от величины удельных весов слагающих его минеральных частиц.

Для мономинеральных грунтов (состоящих из какого-либо одного минерала) удельный вес определяется удельным весом образующего их минерала. Для полиминеральных грунтов (в состав которых входит два минерала и более) удельный вес определяется средним удельным весом всех частиц.

Удельный вес для большинства песчано-глинистых грунтов колеблется в небольших пределах ($2,65—2,8$ гс/см³) и мало влияет на значения производных характеристик.

Наиболее распространенные грунты характеризуются следующими значениями удельного веса, гс/см³:

Песок кварцевый	2,65—2,67
Супесь аллювиальная	2,65—2,69
Суглинок:	
аллювиальный	2,65—2,68
моренный	2,68—2,71
Глина:	
аллювиальная	2,68—2,71
моренная	2,68—2,72
коренная (юрская)	2,66—2,77

Плотность грунта $\gamma_{ск}$ определяется массой минеральных частиц и содержащейся в порах воды.

Для одного и того же грунта плотность может изменяться в достаточно широких пределах в зависимости от пористости и содержания в порах воды. Для влажных глинистых грунтов характерными значениями плотности являются $1,95—2,1$ т/м³, для сухих несвязных сыпучих грунтов — $1,58—1,65$ т/м³.

* По ГОСТ 5182-78 — объемный вес.

Таблица 2

$\gamma_s, \text{тс/м}^3$	G	$\gamma, \text{т/м}^3, \text{при пористости } n, \%$				$\gamma_s, \text{тс/м}^3$	G	$\gamma, \text{т/м}^3, \text{при пористости } n, \%$			
		35	40	45	50			35	40	45	50
2,6	0	1,69	1,56	1,43	1,3	2,68	0,5	1,92	1,81	1,7	1,59
	0,5	1,86	1,76	1,65	1,55		1	2,09	2	1,92	1,84
	1	2,04	1,96	1,88	1,8						
2,64	0	1,71	1,58	1,45	1,32	2,72	0	1,77	1,63	1,5	1,36
	0,5	1,88	1,78	1,67	1,57		0,5	1,95	1,83	1,72	1,61
	1	2,05	1,99	1,9	1,82		1	2,11	2,03	1,95	1,86
2,68	0	1,74	1,61	1,47	1,34	2,76	0	1,79	1,65	1,52	1,38
							0,5	1,97	1,86	1,74	1,63
							1	2,14	2,06	1,97	1,88

При расчетах бытового давления, устойчивости откосов и давления грунта на подпорные стенки и в некоторых других случаях пользуются значением плотности грунта природной влажности.

Значения плотности грунта в зависимости от удельного веса γ_s , степени влажности G и пористости n приведены в табл. 2.

Для грунтов одного состава, возраста и генезиса плотность скелета грунта служит показателем плотности сложения и, следовательно, косвенным показателем прочностных и деформационных характеристик.

Зная плотность и природную влажность грунта, плотность скелета определяют по формуле

$$\gamma_{ск} = \frac{\gamma}{1 + W} \quad (1)$$

В табл. 3 приведены значения плотности скелета некоторых грунтов.

Гранулометрический состав грунтов характеризует степень раздробленности (дисперсности) частиц и показывает процентное содержание (по массе) частиц (фракций) различной крупности.

Данные о гранулометрическом составе крупнообломочных и песчаных грунтов используют главным образом для определения их классификационной принадлежности и степени неоднородности U :

$$U = d_{60}/d_{10}, \quad (2)$$

где d_{60} и d_{10} — диаметры частиц, меньше которых в данном грунте содержится (по массе) соответственно 60 и 10% частиц.

В зависимости от значения степени неоднородности U различают следующие пески:

хорошо отсортированные	$U=3$
средне отсортированные	$U=3 \div 5$
плохо отсортированные	$U=6 \div 10$
неотсортированные	$U>10$

Т а б л и ц а 3

Грунт	$\gamma_{ск}, \text{ т/м}^3$	Грунт	$\gamma_{ск}, \text{ т/м}^3$
Песок аллювиальный:		Суглинок коренной (юр-ский)	1,54—1,66
однородный	1,43—1,75	Глина коренная:	
неоднородный	1,59—1,86	юрская	1,32—1,34
Суглинок:		каменноугольная	1,41—1,69
лессовидный	1,16—1,73	(мергелистая)	
аллювиальный	1,49—1,63		
моренный	1,43—2,01		

Пористость и коэффициент пористости. Количественную характеристику объема, занимаемого в грунте порами (независимо от того, заполнены они водой частично или полностью), определяют два показателя: пористость n и коэффициент пористости e .

Пористость — это отношение объема пор ко всему объему грунта (выражается в процентах); коэффициент пористости — это отношение объема пор к объему, занятому скелетом грунта (выражается в долях единицы).

Эти две характеристики связывают одну с другой следующим выражением (здесь пористость обозначается в долях единицы):

$$e = \frac{n}{1 - n} . \quad (3)$$

В большинстве случаев пористость и коэффициент пористости в зависимости от значений удельного веса γ_s и плотности скелета $\gamma_{ск}$ вычисляют по формулам:

$$n = 1 - \frac{\gamma_{ск}}{\gamma_s} ; \quad (4)$$

$$e = (1 + W) \frac{\gamma_s}{\gamma_{ск}} - 1 . \quad (5)$$

Для песчаных грунтов, характеризующихся открытой пористостью (когда все поры сообщаются между собой и с атмосферой), пористость может быть определена прямым способом — так называемым методом насыщения. Этим методом определяют пористость песков нарушенного строения при естественной плотности.

От размера и формы пор в грунте и от значения пористости зависят сжимаемость, водопроницаемость, влагоемкость и некоторые другие важнейшие свойства грунтов.

Таблица 4

Грунты	Пористость п. %	Коэффициент пористости e
Пески четвертичные:		
аллювиальные	38—45	0,61—0,72
флювиогляциальные (пылеватые)	41—45	0,7—0,82
Пески коренные:		
пылеватые (юрские)	41—45	0,7—0,82
плотные (меловые)	31—38	0,45—0,61
Лесс и лессовидные суглинки	38—60	0,61—1,5
Суглинки четвертичные:		
аллювиальные	36—44	0,56—0,79
моренные	26—38	0,35—0,61
Глина четвертичная:		
аллювиальная (пойменная)	40—60	0,67—1,5
моренная	36—46	0,56—0,85
Глина коренная:		
мергелистая (каменноугольная)	28—43	0,39—0,75
юрская	49—52	0,96—1,08
Ил	60—90	0,5—9

Численные значения пористости используют при определении сжимаемости грунтов, условных расчетных давлений на основания, степени просадочности, степени уплотняемости и др. Значения пористости и коэффициента пористости некоторых грунтов приведены в табл. 4.

В зависимости от значений коэффициента пористости e в соответствии со СНиП II-15-74 можно оценить плотность сложения песков (табл. 5).

Таблица 5

Пески	Коэффициент пористости для песков		
	плотных	средней плотности	рыхлых
Гравелистые крупные и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Мелкие	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватые	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Широкое распространение полевых методов исследования грунтов и большой опыт их применения, накопленный рядом организаций, явились основанием для включения в СНиП II-15-74 значений коэффициента пористости песков, полученных в результате испытаний их статическим и динамическим зондированием.

Состояние глинистых грунтов в зависимости от значений коэффициента пористости прямо не оценивается, однако по этой характеристике определяют их прочностные и деформационные свойства (см. табл. 1—3 прил. 2 к СНиП II-15-74).

Влажность и степень влажности грунтов. В зависимости от содержания воды состояние и свойства песков могут резко меняться. Такие их свойства, как сжимаемость при действии статических нагрузок, уплотняемость при действии динамических нагрузок, разжижаемость и некоторые другие, зависят от степени заполнения пор водой. Однако в наибольшей степени влажность влияет на состояние и свойства глинистых грунтов, степень заполнения пор водой которых во многих случаях близка к единице.

Для глинистых грунтов более важным является общее содержание влаги, определяющее их состояние: твердое, пластичное или текучее. Для такой оценки используется показатель консистенции I_L .

Влажность наряду с другими факторами определяет характер протекания в глинистых грунтах таких процессов, как осадка от нагрузки, набухание, усадка, пучение, просадка и т. д.

По степени влажности крупнообломочные и песчаные грунты подразделяют согласно табл. 6.

Таблица 6

Крупнообломочные и песчаные грунты	Степень влажности
Маловлажные	$0 < G \leq 0,5$
Влажные	$0,5 < G \leq 0,8$
Насыщенные водой	$0,8 < G \leq 1$

Пластические свойства глинистых грунтов зависят от их влажности, гранулометрического состава, качества и количества растворенных в воде солей и могут проявляться при определенной влажности у каждого вида глинистого (связного) грунта.

Показателями пластичности являются влажность на пределе (границе) текучести W_L и пластичности (раскатывания) W_p и число пластичности I_p . При влажности меньше влажности на границе текучести и больше влажности на границе раскатывания проявляются пластические свойства глинистых грунтов. При другой влажности пластические свойства глинистых грунтов не проявляются. Влажность на границе текучести и пластичности используют для классификации глинистых грунтов, определения их консистенции I_L и степени уплотняемости.

Высокие значения числа пластичности и влажности на границе текучести и раскатывания свойственны коренным высокодисперсным грунтам или грунтам, в минералогический состав кото-

рых входят гидрофильные минералы типа монтмориллонита или бейделита.

Зная влажности на границах пластичности, можно определить производную характеристику — число пластичности:

$$I_p = W_L - W_p \quad (6)$$

В зависимости от числа пластичности глинистые грунты классифицируют на супеси, суглинки и глины (табл. 7).

Таблица 7

Глинистый грунт	Число пластичности
Супесь	$0,01 < I_p \leq 0,07$
Суглинок	$0,07 < I_p \leq 0,17$
Глина	$I_p > 0,17$

Характерные значения влажности на границе текучести и пластичности, а также числа пластичности грунтов различного генезиса и возраста приведены в табл. 8.

Таблица 8

Грунт	Влажность, %, на границе		Число пластичности $I_p \cdot 100$
	текучести W_L	раскатывания W_p	
Глина четвертичная:			
покровная	34—41	18—22	17—25
аллювиальная	37—64	34—49	17—35
Глина коренная:			
юрская	61—88	19—37	33—61
каменноугольная (мергелистая)	38—53	19—24	19—29
Суглинок четвертичный:			
аллювиальный	19—31	11—20	8—16
лёссовидный (приднепровский)	28—34	14—20	12—17
лёссовидный (барнаульский)	21—23	14—16	7—9
моренный	23—32	10—17	10—17
Суглинок коренной (юрский)	31—35	15—19	12—17
Супесь:			
четвертичная флювиогляциальная	19—23	12—19	3—7
коренная (меловая)	20—28	14—23	4—7
Лёсс	20—24	16—19	3—7

Показатель консистенции — производная характеристика, используемая для оценки состояния глинистых грунтов:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} \quad (7)$$

При $I_L < 0$ грунт находится в твердом состоянии; при $I_L > 1$ — в текучем состоянии и при $0 \leq I_L \leq 1$ грунт обладает пластичностью.

Глинистые грунты различаются по показателю консистенции согласно табл. 9.

Таблица 9

Глинистые грунты	Показатель консистенции
Супеси:	
твердые	$I_L < 0$
пластичные	$0 \leq I_L \leq 1$
текучие	$I_L > 1$
Суглинки и глины:	
твердые	$I_L < 0$
полутвердые	$0 < I_L \leq 0,25$
тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,5$
мягкопластичные	$0,5 < I_L \leq 0,75$
текучепластичные	$0,75 < I_L < 1$
текучие	$I_L > 1$

Показатель консистенции, являющийся основной физической характеристикой для оценки состояния глинистых грунтов, учитывается при определении способности глинистых грунтов к пластическим деформациям, их устойчивости в стенках котлованов и откосах выемок, а также несущей способности свай и свайных фундаментов и в ряде других случаев.

3. Основные механические свойства грунтов и их характеристики

Сжимаемость. Все песчаные и глинистые грунты в той или иной степени деформируются (уплотняются) под действием приложенной к ним статической нагрузки. Уплотнение водонасыщенных песчаных грунтов под действием нагрузки происходит сравнительно быстро, так как пески, обладая достаточно высокой водопроницаемостью, легко отдают свободную воду. Кроме того, сжимаемость песков (за исключением рыхлых) невелика.

Уплотнение под действием нагрузки глинистых грунтов (особенно очень влажных или водонасыщенных) из-за их весьма низкой водопроницаемости и наличия связанной воды происходит значительно медленнее, чем песчаных. Осадки сооружений, возводимых на глинистых грунтах, длятся месяцами и годами и вследствие высокой начальной пористости грунтов могут дости-

гать при больших размерах фундаментов и большой мощности сжимаемого глинистого слоя десятков сантиметров.

Деформация уплотнения грунтов под действием нагрузки имеет в значительной степени необратимый характер. Количественной характеристикой сжимаемости грунтов является модуль деформации E , кгс/см².

Модуль деформации грунтов отличается от модуля упругости твердых тел и материалов тем, что он характеризует не только упругие, но и необратимые пластические деформации. Из этого следует, что модуль деформации относится только к действию возрастающих нагрузок.

В общем виде модуль деформации грунтов является непостоянной величиной, так как зависимость деформации от давления для грунтов имеет нелинейный характер, и закон Гука в этом случае применим лишь в пределах небольших интервалов изменения давления.

На модуль деформации глинистых грунтов в большой степени влияет их влажность: при увеличении влажности он снижается.

Модуль деформации грунтов определяют лабораторными методами — в компрессионных приборах или приборах трехосного сжатия и полевыми методами — с помощью испытаний штампами.

Как правило, значения модуля деформации, полученные в лабораториях, занижены. Наиболее достоверным методом определения модуля деформации грунта являются полевые испытания — нагружение опытных штампов статическими нагрузками. В зависимости от вида грунтов, их состава и состояния значения модуля деформации могут изменяться в широких пределах.

Для характеристики сжимаемости в табл. 10 приведены значения модуля деформации для песчаных грунтов — в зависимо-

Таблица 10

Грунты	E , кгс/см ²
Песчаные:	
гравелистые и крупные	300—500
средней крупности	300—500
мелкие	180—480
пылеватые	110—390
Глинистые четвертичного возраста:	
аллювиальные *	70—320
делювиальные *	50—340
озерные *	70—280
озерно-аллювиальные *	70—330
флювиогляциальные **	70—400
моренные **	450—750

* Супеси, суглинки, глины.

** Супеси, суглинки.

сти от плотности сложения (коэффициента пористости) и для глинистых — в зависимости от коэффициента пористости и консистенции.

Четвертичные глинистые грунты текучей и текучепластичной консистенции имеют настолько низкие модули деформации, что практически в качестве естественных оснований не могут использоваться. Четвертичные глинистые грунты твердой консистенции встречаются редко. Коренные глины и суглинки в условиях природного залегания из-за высоких значений влажности на границе пластичности в большинстве случаев не могут находиться в текучем состоянии даже при степени влажности, равной единице.

Сопротивление сдвигу (прочность) является основным прочностным свойством грунтов, определение которого необходимо для расчета прочности оснований зданий и сооружений, расчета устойчивости откосов земляных выемок и бортов карьеров, прогнозирования оползневых процессов и явлений, расчета подпорных стенок и других ограждающих конструкций и т. д.

Обобщенной характеристикой сопротивления сдвигу является общее сопротивление сдвигающим напряжениям (касательным напряжениям) τ при различных нормально действующих уплотняющих напряжениях σ . Однако эта характеристика практически не используется в инженерных расчетах, а служит для определения значений угла внутреннего трения φ и сцепления грунта c . Эти два показателя практически и являются прочностными характеристиками, применяемыми в инженерных расчетах.

В общем виде в соответствии с законом Кулона зависимость между сдвигающими напряжениями τ и нормально действующим к ним уплотняющим напряжением σ определяется по формуле

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (8)$$

где φ — угол внутреннего трения; c — сцепление.

Вопрос о прочности грунтов является одним из главнейших вопросов механики грунтов, которому посвящено множество исследований и опубликованных работ.

Прочность песков, т. е. их сопротивление сдвигу, в соответствии с законом Кулона обуславливается только коэффициентом (углом) внутреннего трения и зависит от напряжения, нормального по отношению к плоскости сдвига:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi. \quad (9)$$

Однако выражение (9) справедливо для сухих однородных по составу песков с зернами в виде шаров, имеющих гладкую поверхность. Реальный песчаный грунт, не обладающий отмеченными качествами, даже при отсутствии нормально действующих уплотняющих напряжений способен оказывать некоторое сопротивление сдвигу. Это сопротивление обуславливается поверхностным натяжением пленок воды влажного песка, сцепле-

нием между зернами различной крупности и формы и сцеплением упрочнения вследствие образования цементационных связей.

Как показывают многочисленные опыты, угол внутреннего трения песков возрастает с увеличением плотности их сложения, размеров зерен песка, степени неоднородности их по крупности и с уменьшением степени их окатанности.

В песках, в том числе водонасыщенных, уплотнение от действия обжимающей нагрузки σ происходит быстро; эта нагрузка сразу передается на скелет грунта, вследствие чего повышается сопротивление сдвигу. Гравитационная (свободная) вода вытесняется из пор по мере увеличения плотности, при этом сопротивление сдвигу остается постоянным. Поэтому при испытаниях песков на сдвиг скорость приложения к ним нормального и касательного напряжений, а также степень их влажности сколько-нибудь существенного влияния на сопротивление сдвигу не оказывают.

Естественно, влияние степени водонасыщения песчаного грунта на сопротивление сдвигу возрастает по мере уменьшения размера зерен и увеличения степени их неоднородности, а также количества пылеватых и глинистых фракций. Характер и природа прочности глинистых грунтов, а следовательно, и процессы, сопутствующие их срезу (сдвигу), зависят от состояния плотности — влажности, в котором находится глинистый грунт.

Глинистые грунты обладают некоторой достаточно значительной силой сопротивления сдвигу — силой сцепления даже в том случае, когда нормальное напряжение отсутствует. Сцепление обусловлено наличием между твердыми минеральными частицами грунта внутренних связей, которые слагаются из различного соотношения сил молекулярного притяжения, поверхностного натяжения пленок воды, обволакивающих частицы, а также водно-коллоидных и жестких цементационных связей.

Как правило, значение углов внутреннего трения для глинистых грунтов значительно меньше их значения для песчаных и в зависимости от вида и состояния грунта изменяется обычно от 0 до 25—30°; при этом для супесей оно выше, чем для суглинков, а для суглинков выше, чем для глин. Значение углов внутреннего трения уменьшается с увеличением влажности грунта, а также с возрастанием его плотности при неизменной влажности, т. е. с увеличением степени влажности глинистого грунта угол внутреннего трения уменьшается. Вода при этом играет как бы роль смазки, уменьшающей трение между частицами грунта.

Значение сопротивления сдвигу глинистых грунтов, получаемое экспериментальным путем, в большой степени зависит от методики проведения опыта, времени выдерживания грунта под уплотняющей нагрузкой и скорости приложения сдвигающих усилий. Различают следующие схемы испытаний образцов грунтов на сдвиг:

а) по схеме медленного сдвига: консолидированное дренированное испытание, при котором до приложения сдвигового усилия образец уплотняют до пористости и влажности, соответствующих действующему на него нормальному усилию (до состояния полной консолидации). По этой схеме испытание проводится в условиях свободного оттока воды (дренирование) по ГОСТ 12248—78 и выполняется для песчаных и большинства глинистых грунтов. Испытание по этой схеме дает возможность оценить прочность глинистых грунтов основания построенного сооружения;

б) по схеме быстрого сдвига: неконсолидированное дренированное или недренированное испытание, при котором сдвиговое усилие прикладывается без предварительного уплотнения образца в условиях свободного оттока (дренированное испытание) или при отсутствии такой возможности (недренированное испытание). Неконсолидированные дренированные испытания по схеме быстрого сдвига проводят на образцах водонасыщенных суглинков и глин естественного сложения, имеющих $I_L \geq 0,5$.

Для исследования природного состояния глинистых грунтов испытания на сдвиг обычно проводят в условиях завершённой консолидации. Методика определения сопротивления сдвигу выбирается с учетом: типа сооружения, времени, затрачиваемого на его возведение, порядка загрузки; вида грунта, степени его уплотненности, условий залегания, фильтрационных свойств и условий дренирования; скорости ожидаемых изменений напряжений в грунте; возможности изменений свойств и состояния грунта, обусловленных проведением технических мероприятий (устройства дренажа, повышения уровня грунтовых вод при строительстве).

При возведении на слабых глинистых водонасыщенных грунтах сооружений в сжатые сроки из готовых элементов, а также при необходимости быстрого заполнения нефтяных резервуаров, устроенных в этих грунтах, их прочностные характеристики рекомендуется определять по методике быстрого сдвига без предварительного уплотнения (в отличие от методики медленного консолидированного сдвига по ГОСТу).

Для правильной оценки свойств грунтов как оснований сооружений результаты их инженерно-геологических исследований должны содержать сведения о их геологическом возрасте, генезисе, а также данные о строении (структуре и текстуре). Данные о составе, строении, характере структурных связей позволяют более точно прогнозировать ход процессов и явлений в грунтах, а также изменение их прочностных и деформационных свойств во времени.

В связи с этим остановимся более подробно на одном вопросе, имеющем большое значение при оценке свойств грунтов, но весьма редко изучаемом при проведении инженерно-геологических изысканий. Имеется в виду оценка степени уплотненности

глинистых грунтов, знание которой позволит определять возможную осадку сооружений.

Нормально уплотненный грунт характеризуется соответствием пористости действующему на него природному давлению. При этом предполагается, что грунт никогда не испытывал давления, превышающего существующее, и что уплотнение его в процессе формирования происходило при оптимальных условиях, т. е. при полном заполнении пор водой и полной консолидации. Соотношение между пористостью и давлением в зависимости от условий уплотнения показано на рис. 1.

Давлениям p_1 , p_2 и p_3 , которые испытывал грунт на различных стадиях своего формирования, соответствуют коэффициенты пористости e_1 , e_2 , e_3 . Нормально уплотненными обычно бывают четвертичные грунты водного происхождения, характеризующиеся кривой ab на рис. 1.

Недоуплотненным называется грунт, пористость которого при существующем природном давлении больше пористости, соответствующей такому же давлению при оптимальных условиях для уплотнения. Кривая ab , характеризующая уплотнение такого грунта, пройдет выше кривой ab (см. рис. 1). Степень недоуплотнения при давлениях p_1 , p_2 и p_3 будет соответственно равна $e'_1 - e_1$; $e'_2 - e_2$; $e'_3 - e_3$.

Недоуплотненное состояние грунта обычно объясняется одной из трех причин:

уплотнение грунта происходило при недостатке влаги, вследствие чего трение между частицами скелета превышало природное давление и препятствовало перемещению частиц. К таким грунтам относятся некоторые эоловые образования;

грунт формировался в условиях, когда жесткие кристаллизационные связи между частицами образовывались быстрее, чем уплотнялся грунт. В случае ослабления этих связей или в случае превышения давления над их прочностью происходит доуплотнение грунта. Такое состояние характерно для просадочных лессов и лессовидных суглинков;

грунт находился в состоянии незавершенной консолидации вследствие затруднения по каким-либо причинам оттока воды из него, а давление от вышележащих слоев частично передавалось на поровую воду. Примером таких грунтов являются морские

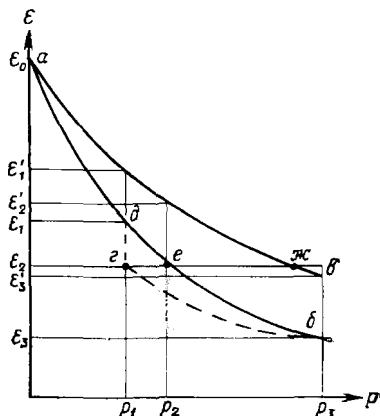


Рис. 1. Соотношение между давлением и коэффициентом пористости в зависимости от условий уплотнения

илы, старичные аллювиальные отложения и некоторые другие.

Переуплотненным называется грунт, пористость которого при существующем природном давлении меньше пористости, соответствующей такому давлению при оптимальных условиях для уплотнения.

Переуплотненное состояние грунта в естественных условиях возникает вследствие одной из двух причин:

уменьшалось природное давление на грунт в результате размывания верхних слоев (например, в долинах рек) или таяния ледника при отсутствии условий для набухания (кривая декомпрессии b_2 на рис. 1). Такое состояние характерно для моренных отложений, а также других переуплотненных грунтов;

происходила усадка глинистых грунтов вследствие их высыхания (отрезок d_2 на рис. 1).

Необходимо иметь в виду, что величина пористости независимо от условий образования грунта и давления, испытываемого им в прошлом и настоящем, не может служить критерием степени уплотненности грунта и его сжимаемости. Последнее положение наглядно иллюстрируется тем же рис. 1, из которого видно, что грунт с коэффициентом пористости e_2 может быть как нормально уплотненным, так и недоуплотненным и переуплотненным (соответственно точки e , $ж$, $г$). Поэтому при оценке свойств грунтов как оснований сооружений должна учитываться степень его уплотненности. Методы оценки уплотненности глинистых грунтов приведены в книге К. Терцаги и Р. Пека [27].

Косвенными показателями для оценки уплотненности грунтов являются геологический возраст грунтов площадки строительства, показатель консистенции, который для переуплотненных грунтов, как правило, меньше 0,5, и высокое сопротивление недренированному сдвигу (больше 1 кгс/см²).

Глава II

ИССЛЕДОВАНИЕ ГРУНТОВ ШТАМПАМИ В ШУРФАХ И СКВАЖИНАХ

1. Общие положения

Использование в СССР прогрессивного метода расчета оснований, сложенных нескальными грунтами, по предельным деформациям (осадкам) обуславливает детальное изучение сжимаемости крупнообломочных, песчаных и глинистых грунтов при проведении инженерно-геологических изысканий.

Лабораторные способы изучения сжимаемости, выполняемые на образцах грунтов, не всегда могут отвечать требованиям современного строительства. Так, при строительстве высотных

жилых зданий, сооружений с тяжелым технологическим оборудованием, в случаях массовой застройки микрорайонов современными панельными зданиями, а также при строительстве на грунтах, отбор ненарушенных образцов из которых практически невозможен, сжимаемость изучается полевыми способами, наиболее точными из которых являются испытания грунтов штампами в шурфах и скважинах.

Со времени начала внедрения (конца прошлого столетия) методики испытаний грунтов штампами, отличающихся достаточной сложностью и трудоемкостью, в ней не произошло сколько-нибудь существенных изменений. Совершенствовались оборудование для нагружения штампов и измерительная аппаратура, создавались новые виды установок, но сама методика проведения испытаний практически оставалась без изменений, отличающаяся все такой же сложностью и трудоемкостью.

Государственный стандарт 12374—77 «Грунты. Метод полевого испытания статическими нагрузками», введенный с 1/V 1978 г., обеспечивает соблюдение на практике единообразия выполнения испытаний, а главное — интерпретации их результатов.

Общий характер процессов, происходящих в грунте под жестким нагруженным фундаментом (плитой, штампом), отображен на рис. 2 в виде зависимости осадки фундамента (плиты, штампа) от нагрузки. Отдельные участки этого графика характеризуют процессы, протекающие в грунте при различных нагрузках.

Н. М. Герсегонов (1930 г.) рассматривал три характерные фазы состояния грунта в зависимости от осадки нагруженного штампа.

Участок 1 характеризует фазу уплотнения грунта под действием сжимающей нагрузки, когда происходят перегруппировка твердых частиц и более компактное их размещение. Уплотнение выражается в уменьшении пористости и на графике $S=f(p)$ представлено прямолинейным (или близким к прямолинейному) участком.

Участок 2 характеризует фазу, при которой наряду с дальнейшим уплотнением возникают и развиваются местные сдвиги. Незначительные и возникающие по краям подошвы фундамента в начале этой фазы, они по мере возрастания нагрузки приобре-

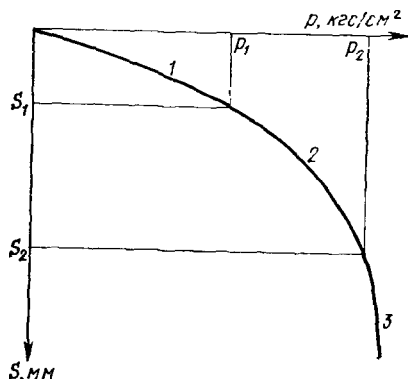


Рис. 2. Зависимость осадки штампа от нагрузки и стадии деформации грунтов под нагрузкой

1—3 — номера участков

тают в развитии деформаций доминирующее значение, проявляясь в образовании криволинейных поверхностей скольжения. Участок 2 имеет криволинейное очертание, а его крутизна характеризует более интенсивное по сравнению с ростом нагрузки приращение деформаций (осадку).

Участок 3 характеризует фазу разрушения грунта, т. е. деформации, сопутствующие образованию поверхностей скольжения, охватывающих всю подошву фундамента, и выпиранию изпод него грунта. Этот процесс сопровождается резким возрастанием деформаций при незначительном увеличении нагрузок, а на конечном этапе — даже при их постоянном значении.

Н. А. Цытович [35] на основе обобщения различных исследований этого сложного процесса и на основе собственных опытов рассматривает не три, а две фазы, считая, что во многих случаях первая и вторая фазы (по Н. М. Герсеванову) накладываются одна на другую. При этом прочность и устойчивость оснований не нарушаются даже при возникновении локальных сдвигов. В соответствии с этим рассматриваются: фазы уплотнения и локальных сдвигов; фазы развития значительных сдвигов.

Прямолинейный участок 1 (см. рис. 2), характеризующий уплотнение грунта, служит, согласно ГОСТ 12374—77, для вычисления модуля деформации. Однако на этом участке графика не исчерпывается несущая способность, и на грунт можно передавать еще некоторую добавочную нагрузку [35].

Это положение зафиксировано в СНиП II-15-74, согласно которым несущая способность основания, сложенного несколькими грунтами, должна определяться исходя из условия, что в грунте образуются поверхности скольжения, охватывающие всю подошву фундамента или сооружения.

Формула для определения модуля деформации (сжимаемости) по результатам испытаний грунтов нагружением жесткого штампа в соответствии с ГОСТ 12374—77 имеет вид:

$$E = (1 - \mu^2) \omega d \frac{\Delta p}{\Delta S}, \quad (10)$$

где μ — коэффициент Пуассона, принимаемый равным для крупнообломочных грунтов — 0,27, для песков и супесей — 0,3, для суглинков — 0,35, для глин — 0,42; ω — безразмерный коэффициент, зависящий от формы и жесткости штампа; для жесткого штампа круглой формы $\omega = 0,79$; d — диаметр штампа, см; Δp — приращение давления на штамп между p_n и p_6 , кгс/см² (здесь p_6 — нагрузка, равная природному давлению на отметке установки штампа); ΔS — приращение осадки штампа, см, соответствующее Δp .

При периодическом действии нагрузки одной и той же величины (многократно повторяющимися циклами нагрузка — разгрузка) может быть достигнуто состояние, при котором уплотненный грунт проявляет лишь упругую деформацию, т. е. грунт приобретает упругоуплотненное состояние [35].

На одной из площадок строительства сооружения, весьма чувствительного к осадкам, а главное, к их разности, упругоуп-

лотненное состояние грунта под штампом было достигнуто после проведения 280—300 циклов нагрузок — разгрузок.

Сложный характер деформаций, протекающих в грунте при нагружении штампа и складывающихся из деформаций уплотнения и сдвига, различными авторами трактуется по-разному, что следует считать причиной и различия в терминологии по этому вопросу. Величину E в формуле (10) называют по-разному: модуль деформации, модуль общей деформации, модуль сжимаемости. Название «модуль деформации», как это принято в ГОСТ 12374—77 наиболее правильно отвечает процессу сжимаемости, характеризующему этим показателем. В последующем мы будем пользоваться этим термином, не отступая от принятого ГОСТом.

Рассмотрим вопрос о том, является величина E постоянной или переменной. Поскольку модуль деформации является характеристикой для оценки грунтов, поведение которых описывается теорией линейно-деформируемых тел, определять величину E можно только для начального прямолинейного участка графика $S=f(p)$.

Котангенс угла наклона этой прямой к оси ординат и характеризует модуль деформации, являющийся при принятых ограничениях величиной постоянной для грунта данного состава и состояния при данной методике испытания (размерах штампа, скорости приложения нагрузки и др.). Этот модуль деформации служит для определения осадок сооружений, а также является эталоном при оценке модуля деформации, полученного по данным зондирования и прессиометрических испытаний.

Получение данных для вычисления значения модуля деформации является главной, но не единственной задачей, решаемой при проведении испытаний грунтов штампами. По результатам этих испытаний можно также определить и оценить осадку грунта под нагрузкой, упругую деформацию грунта, характер протекания во времени осадки грунта под нагрузкой, критическую (разрушающую) нагрузку, дополнительную осадку (просадку) в просадочных грунтах при их увлажнении под нагрузкой и др.

Испытание грунтов статическими нагрузками непосредственно в месте их залегания (*in situ*) с целью определения деформации и возможной осадки сооружений, возводимых на этих грунтах, проводят в различных странах в течение многих десятилетий.

Прототипом современных методов исследования грунтов статическими нагрузками является метод Лемана [1], который с момента своего опубликования (1881 г.) совершенствовался и в настоящее время имеет множество вариантов, каждый со своими достоинствами и недостатками. При этом выбор того или иного метода исследования строительных свойств грунтов зави-

сит от местных условий, характера испытываемых грунтов, проектируемого сооружения и т. п.

В многочисленных экспериментах, проведенных в СССР и за рубежом, выявлено большое влияние размера штампа на величину осадки. Впервые такие опыты были поставлены Прессом в 1930 г. [1]. Испытания проводили в полевых условиях квадратными штампами различного размера, которые устанавливали

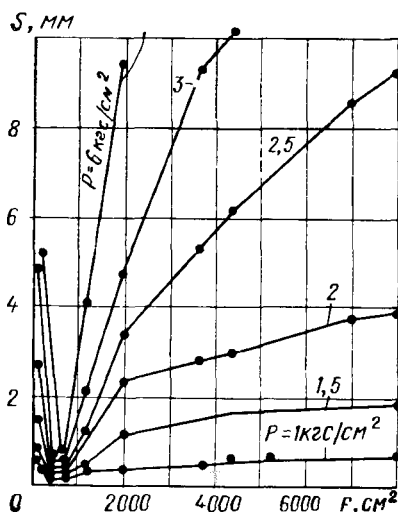


Рис. 3. Зависимость осадки штампа от площади штампа для мелкозернистых песков

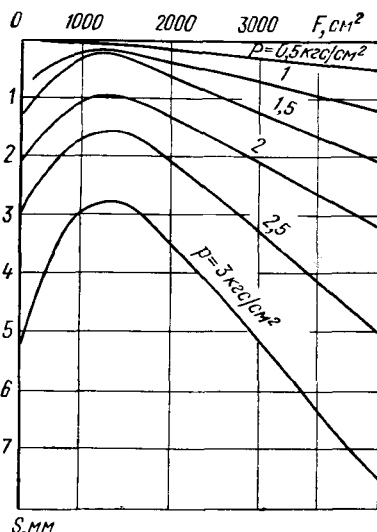


Рис. 4. Зависимость осадки штампа от площади штампа для пылеватых влажных суглинков

на однородных мелкозернистых сухих песках и на влажных песчаных глинах. Результаты опытов с песчаными грунтами показали, что при одинаковых удельных давлениях осадки тем больше, чем больше площадь штампа (рис. 3).

Из опытов Пресса также видно, что такая зависимость устанавливается лишь с некоторого определенного для каждого грунта размера штампа. При меньшем размере штампа наблюдается обратная зависимость. Для испытанных Прессом песков таким оказался штамп, размеры которого 30×30 см, а для глин — значительно меньшим.

Аналогичный график, выражающий соотношение между размером квадратного штампа и осадкой при одном и том же удельном давлении, приводят К. Терцаги и Р. Пек [27].

Опытами Фундаментпроекта, проведенными в Тайшете на пылеватых влажных суглинках, минимальная осадка была зарегистрирована у штампа площадью 1200 см². Осадки штампов, имеющих меньшую и большую площади, возрастали (рис. 4). По-видимому, при площадях штампов меньше некоторой величи-

ны осадка происходит главным образом вследствие смещения грунта в стороны и выпора его из-под штампа, а не только вследствие вертикального обжатия грунта.

Следует отметить, что при достаточно жестком штампе сжимающие напряжения по плоскости контакта его с грунтом не равны средней интенсивности нагрузки. При этом к краям жесткого штампа давление на грунт увеличивается, достигая по периметру весьма больших значений. Естественно, что вследствие этого по периметру штампа возникают остаточные пластические деформации, определяемые прочностными свойствами грунта и не характеризующие его уплотняемость (сжимаемость).

Это обстоятельство подтверждает отмеченное выше положение о том, что при нагружении штампа фазы уплотнения и развития местных сдвигов, отображаемые графиком $S=f(p)$ (см. рис. 2), накладываются одна на другую.

Наиболее достоверные результаты могут быть получены при испытаниях опытных фундаментов, площади которых равны или близки площадям проектируемых фундаментов. Однако такие испытания вследствие громоздкости, высокой стоимости и длительности их проведения могут осуществляться только в исключительных случаях. Поэтому при массовых исследованиях грунтов применяются штампы значительно меньших размеров по сравнению с размерами будущих фундаментов.

Вопрос об оптимальных размерах штампов, несмотря на большое число проведенных теоретических и экспериментальных исследований, до сих пор остается не вполне ясным. В некоторых зарубежных странах, основываясь на исследованиях и опытах, подобных опытам Пресса, стали применять штампы малых размеров. Так, в США для испытания песков применяют квадратные штампы площадью 900 см², а для испытания глины — площадью 3600 см² [2].

В руководстве по выбору решений, связанных с устройством фундаментов, опубликованном Норвежским геотехническим институтом, Н. Янбу, Л. Бьеррум и Б. Кьернсли, касаясь вопроса об осадках фундаментов, приводят в качестве примера испытание однородного песка штампом площадью 1000 см², весьма близким по площади штампу, принятому в США. В этой же работе для определения осадки фундамента, заложенного на песке, по данным испытания штампом, в виде графика приводится соотношение между осадками фундамента S шириной b и штампа S_1 шириной b_1 (рис. 5).

В СССР для испытаний грунтов статической нагрузкой используют штампы значительно больших размеров, чем за рубежом. Стандартными для испытаний в шурфах, котлованах, шахтах, штольнях и рассечках считаются жесткие круглые в плане, плоские и глухие штампы площадью 2500, 5000 и 10000 см², а также штампы площадью 1000 см² с жестким кольцом, дополняющим площадь штампа до 5000 см²; для испытаний в скважинах

используют круглый в плане штамп площадью 600 см². Однако где бы ни производили испытаний грунта статической нагрузкой, сущность их остается неизменной. Изменяются только технология испытания и применяемое оборудование.

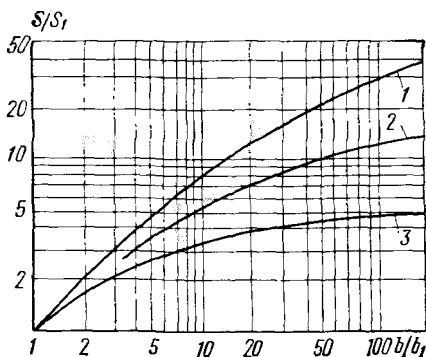


Рис. 5. Соотношение между осадками фундамента S шириной b и штампа S_1 шириной b_1 при равном удельном давлении

Испытания грунтов статическими нагрузками можно разделить на два основных типа: испытания в шурфах и испытания в буровых скважинах. Испытания в шурфах нередко называют «поверхностными», а испытания в скважинах — «глубинными». Эти термины нельзя признать оправданными, поскольку глубина, на которой производят испытание, не является определяющим признаком.

Особые случаи статических испытаний грунта в подземных горных выработках по технике выполнения мало чем отличаются от испытаний в шурфах.

2. Испытания грунтов в шурфах

Оборудование. Основным оборудованием для испытаний грунтов статической нагрузкой являются штамп, установка для его нагружения и измерительная аппаратура. Только в отдельных случаях при исследованиях, проводимых путем испытания грунта нагрузкой от укладываемых элементов сборных железобетонных конструкций, не требуется специальных штампов и установок.

Штамп. Для испытаний грунта в шурфах должны применяться штампы, имеющие в плане круглую форму. Однако в некоторых случаях еще применяют широко использовавшиеся ранее штампы, имеющие в плане квадратную форму. Штамп, служащий для передачи на грунт нагрузки, должен обладать необходимой жесткостью, а его нижняя поверхность, соприкасающаяся с грунтом, должна быть плоской.

Отечественная промышленность централизованно не выпускает установок и оборудования для испытаний грунтов штампами. Такие установки и оборудование для своих нужд изготовляют отдельные проектно-изыскательские организации. Поэтому в практике испытаний грунтов штампами применяют различные кустарные и полукустарные установки, что в известной мере сдерживает внедрение этого вида исследований и не способствует их единообразию и стандартизации.

Наибольшее распространение в настоящее время получили металлические штампы, представляющие собой стальную плиту с приваренными к ней ребрами жесткости. Наиболее употребительны штампы следующих размеров:

площадь, см ²	2500	5000	10000
диаметр, см	56,2	79,8	112,6

В последнее время в производство внедряется круглый штамп конструкции НИИ оснований и подземных сооружений и ГПИ Фундаментпроект площадью 1000 см², имеющий жесткое кольцо, дополняющее общую площадь до 5000 см². Испытание статическими нагрузками в этом случае выполняют штампом площадью 1000 см², а кольцо служит для создания необходимой пригрузки.

Ранее для испытаний в шурфах чаще всего применяли штамп площадью 5000 см², а штампы других размеров применять не рекомендовалось. В настоящее время применение во всех случаях испытаний грунта в шурфах штампа площадью 5000 см² не может быть признано целесообразным.

При испытании слабых сильносжимаемых глинистых грунтов текучей консистенции следует применять штамп площадью 10000 см². На результаты испытаний слабых грунтов нередко влияет выпор (выдавливание) грунта из-под штампа. Возможность возникновения выпора и его влияние на результаты испытания тем меньше, чем больше размеры штампа.

Применение штампов больших размеров рекомендуется также в случае, если испытуемый слой неоднороден, состоит из чередующихся небольших прослоек грунтов с различными свойствами или содержит значительное количество крупных включений или гнезд, состоящих из грунтов, которые по своим свойствам резко отличаются от вмещающего грунта. Естественно, что в таких случаях чем больше размеры штампа, тем более достоверны значения модуля деформации испытуемого слоя грунта.

Для испытания однородных малосжимаемых грунтов, а также глинистых грунтов полутвердой и тугопластичной консистенций нет необходимости в применении штампов большого размера. Сравнительные испытания таких грунтов штампами различных размеров показали, что практически результаты получаются одинаковые.

При уменьшении размеров штампа облегчается и ускоряется производство испытаний, упрощается установка для нагружения штампа (что иногда бывает важно) и, кроме того, удельное давление под штампом можно доводить до более высоких значений.

В зависимости от плотности песчаных и консистенции глинистых грунтов для испытаний их статическими нагрузками ГОСТ 12374—77 устанавливает штампы следующих размеров:

в плотных песчаных и глинистых грунтах с консистенцией $I_L \leq 0,25$ — штамп площадью 2500 см²;

в крупнообломочных, песчаных средней и рыхлой плотности, а также в глинистых грунтах с консистенцией $I_L > 0,25$ — штамп площадью 5000 см².

Установки для нагружения. Вследствие увеличения этажности, а следовательно, веса зданий и сооружений, применения конструкций, чувствительных к осадкам вообще и неравномерным их проявлениям в частности, а также других особенностей современного строительства появилась необходимость в

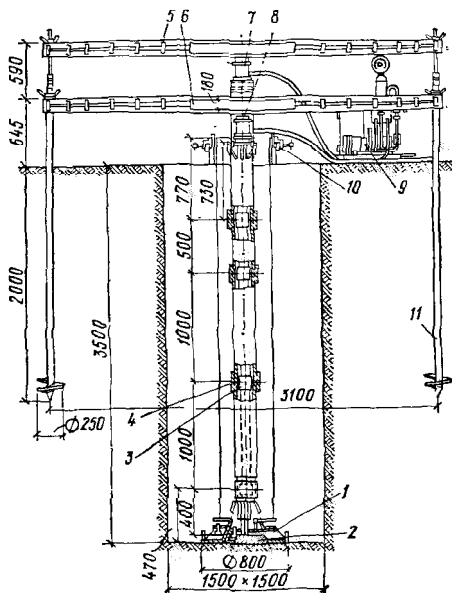


Рис. 6. Установка для испытания грунта штампом с кольцевой пригрузкой

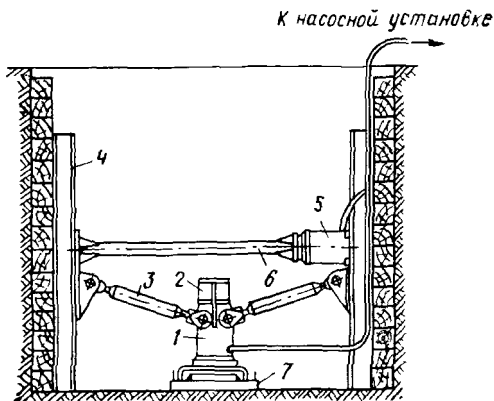
1 — внешний кольцевой штамп; 2 — внутренний круглый штамп; 3 — внутренняя колонна труб; 4 — наружная колонна труб; 5 — верхняя опорная балка; 6 — нижняя опорная балка; 7 — верхний домкрат; 8 — нижний домкрат; 9 — насосная станция; 10 — реперное устройство; 11 — винтовая анкерная свая

Рис. 7. Установка для испытаний грунта штампом с упором в стенки шурфа

1 — гидравлический домкрат; 2 — упорная траверса; 3 — винтовые распоры упорной траверсы; 4 — вертикальные стойки; 5 — гидравлические домкраты для создания горизонтального распора; 6 — горизонтальные распоры; 7 — штамп

оценке деформируемости грунтов. Это обусловило появление различных установок и приспособлений для полевых испытаний грунтов статическими нагрузками.

По способу передачи нагрузки (усилия) на штамп установки для испытания грунтов можно разделить на два типа:



позволяющие передавать нагрузку (усилие) на штамп с помощью гидравлических домкратов (установки с гидравлическими домкратами);

позволяющие передавать нагрузку на штамп непосредственным его нагружением грузом (установки с нагружаемой платформой или разновидности установок такого типа).

Установки с гидравлическими домкратами состоят из одного или нескольких гидравлических домкратов и устройств для упора домкрата. Имеются следующие устройства для упора гидравлического домкрата: с винтовыми анкерными сваями, с упором в стенки шурфа, с упором в грузовую платформу.

В последнее время находит применение установка для испытания грунтов штампом малой площади с кольцевой нагрузкой (конструкции НИИ оснований и подземных сооружений и ГПИ Фундаментпроект). Основные узлы этой сборно-разборной установки показаны на рис. 6.

Такая установка применяется также с механическим нагружением штампов, для чего используются рычажные системы и тарированные грузы. Грунт испытывают внутренним штампом, имеющим малую площадь (1000 см^2) по сравнению с площадью принятых к употреблению штампов.

Внешний кольцевой штамп служит для создания пригрузки, препятствующей выпору грунта из-под малого штампа. Величину пригрузки обычно принимают равной природному (бытовому) давлению на отметке установки штампа и поддерживают постоянной на все время испытания.

Ниже приведена техническая характеристика установки для испытания грунтов штампом малой площади с кольцевой пригрузкой.

Площадь штампа, см^2 :	
внутреннего круглого	1000
внешнего кольцевого	4000
Максимальное усилие, допускаемое при нагружении штампа, кгс:	
внутреннего круглого	5000
внешнего кольцевого	4000
Максимальная глубина проведения испытаний в открытых выработках, м	
	6
Грузоподъемность гидравлических домкратов, т	
	25
Масса установки с гидравлической системой нагружения штампов, кг	
	750

Существующие установки для нагружения штампа с упором в стенки шурфа (рис. 7) рассчитаны на применение их при испытаниях в шурфах на глубине 3—5 м штампом площадью 5000 см^2 до предельного давления на грунт 5 кгс/см^2 .

Упорное устройство состоит из траверсы, которая устанавливается на головку домкрата и является опорой для винтовых распоров. Четыре винтовых упора упираются нижними концами

в траверсу, а верхними — через вертикальные стойки в стенки шурфа. Вертикальные стойки служат для крепления винтовых упоров, горизонтальных домкратов и распоров. Горизонтальные домкраты и распоры предназначены для предварительного обжатия стенок шурфа и создания необходимого трения между стойками и стенками шурфа. Длина распоров зависит от ширины шурфа. Стенки шурфа, у которых устанавливаются вертикальные стойки, по всей ширине крепят брусками.

Установка для нагружения штампа с упором в стенки шурфа более сложна при монтаже и требует более сложного оборудования, чем установка с винтовыми сваями, но имеет то преимущество перед последней, что ее применение в меньшей степени зависит от характеристики грунтов, слагающих верхнюю часть толщи. Ее целесообразно применять в том случае, когда винтовые сваи не могут быть завинчены вследствие высокой плотности грунтов или наличия в них большого количества крупных включений, а также когда не обеспечивается необходимая несущая способность свай на выдергивание.

Установка для нагружения штампа с упором в грузовую платформу более громоздка и вследствие этого более трудоемка при монтаже. Однако установка этого типа отличается тем преимуществом, что может быть смонтирована без использования специального оборудования, при этом применение упорного для домкрата устройства не зависит от типа грунтов, как в установках другого типа (с анкерными винтовыми сваями или с упором в стенки шурфа).

Установки такого типа применяют в случаях проведения испытаний при отсутствии специализированной изыскательской организации, поскольку ее монтаж может быть выполнен строительной организацией из имеющихся материалов (металлических балок, бетонных блоков и т. п.).

Установка с нагружаемой платформой. Специализированными изыскательскими организациями, ведущими полевые испытания грунтов, этот способ нагружения штампа в настоящее время почти не применяется, так как требует устройства громоздкой платформы и наличия большого количества удобно укладываемого тарированного груза. Тем не менее испытания штампом с применением нагружаемой платформы еще могут встречаться в практике строительных организаций, проводящих такие испытания от случая к случаю и поэтому не располагающих необходимым оборудованием.

Среди установок, в которых усилие на штамп передается с использованием тарированного груза, особое место занимают установки Уральского треста инженерно-строительных изысканий (УралТИСИЗ): КРУ-600, КРУ-2500, КРУ-5000 (капотно-рычажные установки для испытаний грунтов статическими нагрузками штампами площадью соответственно 600, 2500 и 5000 см²).

Техническая характеристика и описание установки КРУ-600,

применяемой для испытания грунтов в скважинах, приведены (на стр. 43).

Канатно-рычажная установка КРУ-2500 предназначена для испытания грунта штампом площадью 2500 см^2 в шурфах. В конструктивном отношении установка аналогична установке КРУ-600 и рассчитана на передачу усилия 12500 кгс .

Комбинированная канатно-рычажная установка КРУ-5000 также предназначена для испытания грунтов в шурфах и имеет комбинированный штамп, состоящий из собственно штампа площадью 1000 см^2 и жесткого кольца, дополняющего общую площадь до 5000 см^2 . Установка кроме оборудования установки КРУ-600 включает дополнительную рычажную систему для передачи усилия на жесткое кольцо.

Основным недостатком названных выше установок является необходимость (в течение всего времени испытания) постоянного круглосуточного присутствия наблюдателя, в функции которого входит не только снятие показаний по приборам, но и надзор за установкой. В условиях проведения испытаний в городах и населенных пунктах такие обязанности наблюдателя приобретают первостепенное значение. В связи с отмеченным заслуживает внимания установка МШУ-1 (малогабаритная штамповая установка), разработанная и внедренная Северокавказским ТИСИЗ ПО Стройизыскания, предназначенная для испытания грунтов в скважинах штампом площадью 600 см^2 . Нагрузка на штамп передается от грузовых подвесок, на которые с помощью сегментных рычагов укладывается тарированный груз (масса каждого груза 3 кг).

Осадки штампа регистрируются автоматически двумя самопишущими регистраторами, разработанными также в Севкав-ТИСИЗ. Удачная компоновка установки позволила разместить ее в легкомонтируемом сборном металлическом шкафу, имеющем размеры: длина— 1700 мм , ширина— 535 мм , высота— 1575 мм . Наличие запираемого защитного шкафа с предохраняющей надписью дает возможность оставлять установку без присмотра в населенных пунктах. Благодаря применению самопишущих регистраторов работа наблюдателя носит периодический характер.

Приборы для измерения осадок грунта под штампом. Вычисление модуля деформации по результатам испытания грунта штампом является основной задачей таких исследований. Результаты вычислений в первую очередь зависят от точности измерений осадок грунта под штампом. Поэтому измерение осадок должно производиться с особой тщательностью и надежностью.

Необходимость измерения осадок по ступеням нагружения штампа с раздельной их регистрацией за время приложения нагрузки и за время ее выдержки до полного затухания (до условной стабилизации) требует применения приборов достаточно высокой точности. Многолетней практикой проведения испытаний грунтов статическими нагрузками установлена целесооб-

разность применения приборов для регистрации осадок, имеющих точность измерения 0,1 мм. Впоследствии точность приборов была регламентирована ГОСТ 12374—77.

Следует сказать, что для конечной общей величины осадки такая точность, за исключением редких случаев испытания скальных грунтов, может показаться излишней. Однако, ввиду того что процесс уплотнения грунтов под нагрузкой, особенно глинистых, является весьма длительным, измерение осадок приборами с точностью, менее указанной, затрудняет своевременное выявление характера протекания и затухания осадок, вследствие чего удлиняются сроки производства испытания.

Применение для измерения осадок нивелира, как это иногда делается, не может быть рекомендовано. Точность измерения осадок нивелиром, даже прецизионным, в лучшем случае не превышает $\pm 0,5$ мм. Кроме того, измерение осадок нивелиром не может вестись непрерывно, весьма затруднительно в ночные часы и требует устройства неподвижного репера и марок на самой установке для испытания.

Использование прецизионного нивелира может оказаться целесообразным только при таком испытании опытных фундаментов, которое ведется длительное время, или когда измерения производят сравнительно редко, а постоянные установки с измерительными приборами могут быть повреждены.

Для измерения осадок следует применять механические приборы. Среди них наиболее удобными и широко распространенными являются прогибомеры конструкции Максимова типа ПМ-3 или 6ПАО-ЛИСИ, употребляемые для измерения прогибов пролетных строений мостов, перекрытий зданий и других инженерных сооружений.

Осадка штампа измеряется не менее чем двумя прогибомерами, проволоки от которых закрепляют на штампе симметрично относительно его центра. За осадку штампа принимают среднее арифметическое из показаний обоих прогибомеров.

Сваи, к которым крепятся реперные доски, должны быть удалены от края шурфа на расстояние, обеспечивающее их устойчивость (1—1,5 м). Ввиду того что прогибомеры в большинстве случаев не могут быть установлены непосредственно над штампом, их выносят за шурф. Это требует применения дополнительных струбцин с роликами, через которые перекидываются проволоки, идущие от штампа.

Следует отметить возможность значительных ошибок (главным образом при небольших осадках штампа в малосжимаемых грунтах) из-за деформаций деревянных реперных систем в результате суточных колебаний температуры и влажности воздуха.

При испытании очень плотных и скальных грунтов (что, впрочем, производится очень редко и только для уникальных зданий или сооружений, особо чувствительных к неравномерным осадкам) абсолютные значения осадок могут быть весьма незначи-

ми. При этом на величину модуля деформации заметное влияние может оказать осадка в десятые и даже сотые доли миллиметра. В таких случаях точность измерений, получаемых с помощью прогибомеров, может оказаться недостаточной и появляется необходимость в применении индикаторов часового типа ИС и ИП с ценой деления 0,01 мм.

Недостаток индикаторов заключается в том, что они, являясь точными приборами для лабораторных работ, не приспособлены к использованию в полевых условиях. Они быстро ржавеют, теряют точность и выходят из строя. Не менее существенный недостаток индикаторов состоит в том, что они позволяют измерять осадку штампа в пределах до 10 мм. Если общая осадка превышает 10 мм, приходится изготавливать специальное приспособление.

Индикатор, как и прогибомер, укрепляется на реперной доске с помощью специального кронштейна и струбины. Так как при испытании плотных грунтов забивка свай под реперную доску невозможна, последняя укрепляется на стойках, зацементированных в отверстия, пробуренные в грунте.

Независимо от того, какими приборами измеряют осадки, эти приборы необходимо устанавливать только по окончании монтажа упорного устройства и нагружаемой платформы. Перед началом испытания стрелки прогибомеров и индикаторов ставят на нулевые деления.

Проведение испытаний. Полевые испытания статическими нагрузками для определения модуля деформации (для стадии уплотнения грунта, отображаемой прямолинейной зависимостью осадки от нагрузки) крупнообломочных, песчаных и глинистых грунтов (за исключением вечномерзлых, текучих с коэффициентом пористости $e \geq 1,5$, а также засоленных и набухающих) выполняют в соответствии с ГОСТ 12374—77.

Однако в ряде случаев при изучении деформируемости грунтов недостаточно определить только значение E , требуется проведение более широких исследований. Это приводит к необходимости руководствоваться при проведении испытаний ведомственными инструкциями, технологическими картами, специально составленными программами работ, техническими условиями на эксплуатацию установок и другими документами.

Ввиду того что для испытаний грунтов статическими нагрузками в шурфах требуются сравнительно большие затраты и длительное время, их обычно проводят на последних стадиях проектирования и инженерно-геологических изысканий, когда уже имеются геологические разрезы площадки строительства, данные о грунтовых водах и физико-механических свойствах грунтов и утвержден генеральный план застройки.

Число испытаний зависит от оценки степени неоднородности грунтов основания, требований точности вычисления модуля деформации E и вида сооружения. Минимальное число частных

испытаний для определения величины E должно составлять 3. Допускается ограничиться двумя испытаниями, если значения модуля E , полученные в этих испытаниях, не различаются более чем на 25%. Места испытаний и их глубины устанавливают с учетом предполагаемой ширины фундаментов и глубины их заложения.

Испытаниям подвергают все основные несущие слои грунтов. Если в пределах активной зоны залегает один достаточно мощный однородный слой, то испытания проводят на одном горизонте (глубине), примерно соответствующем отметке заложения основных фундаментов. При неоднородном основании, сложенном несколькими слоями, состоящими из грунтов с различными свойствами, испытывают все встреченные слои. Мощность испытываемого слоя не должна быть менее двух диаметров штампа. При наличии более тонких слоев или их чередовании могут быть получены только средние значения показателей деформируемости для комплекса слоев.

Если мощность активной зоны превышает 6 м (считая от поверхности земли), т. е. больше глубины, допустимой для производства испытаний в шурфах, то испытание нижних слоев производят в скважинах, а в исключительных случаях — в рассечках шахт, специально проходимых для этих целей.

Во избежание ошибок при установлении глубины испытаний и для уверенности в том, что мощность слоя под штампом достаточна для получения достоверных результатов, испытываемые участки желательно располагать в непосредственной близости (не далее 3 м) от ранее пройденных разведочных выработок или проходить специальные дополнительные выработки у намеченных пунктов испытания, или по окончании испытаний для определения однородности грунта углублять выработку на глубину не менее двух диаметров штампа. При этом расстояние технической выработки от места испытания должно составлять не более 10 м.

Сечение шурфа в плане устанавливается в зависимости от характера и свойств грунтов, типа монтируемой для проведения испытания установки, а также глубины шурфа и необходимости крепления его стенок от обрушения. При испытании грунтов штампом площадью 5000 см^2 сечение шурфа на глубине установки штампа должно быть не менее $1,5 \times 1,5 \text{ м}$.

Надежность результатов испытаний зависит также от тщательного соблюдения соответствующих требований и в первую очередь от правильной установки штампа, величины ступеней нагрузки и сохранения постоянного заданного давления.

Устанавливая штамп на дно шурфа или котлована, особое внимание необходимо обращать на тщательность зачистки и горизонтальность площадки, в плоскости которой штамп соприкасается с грунтом.

В грунтах, затрудняющих выравнивание (подготовку) поверхности площадки, для обеспечения по всей плоскости штампа более полного контакта с грунтом устраивают подготовку из слоя маловлажного песка мелкого или средней крупности. При испытании крупнообломочных грунтов толщина слоя подготовки должна быть не более 5 см, а при испытании глинистых грунтов — не более 1—2 см.

Небрежная зачистка дна шурфа или низкое качество подготовки приводит к завышению значений осадок на первых ступенях нагрузки. Отклонение дна шурфа от горизонтали вызывает неравномерные осадки штампа, его перекося, возрастающий с увеличением нагрузки, и в некоторых случаях вынужденное прекращение испытаний.

В тех случаях, когда испытываются текучепластичные, текучие, а иногда и мягкопластичные глинистые грунты, получаемые результаты могут не вполне объективно характеризовать сжимаемость грунта вследствие возможного его выпирания из-под штампа. В целях предупреждения такого явления вокруг штампа необходимо устраивать пригрузки или устанавливать штамп в специальную выемку, имеющую одинаковые со штампом размеры и форму. Для предотвращения выпирания грунта бывает достаточно устройства выемки глубиной 40—60 см.

Для предохранения грунта вокруг штампа от высыхания, увлажнения или промерзания дно шурфа покрывают слоем опилок, шлака или войлока, а над шурфом устраивают дощатый настил. Шурф также необходимо защищать от проникновения поверхностных вод.

Ранее уже отмечалось, что нагружение штампа производят ступенями. Величина ступеней нагрузки назначается в зависимости от сжимаемости испытываемых грунтов: чем более сжимаем грунт, тем меньшей должна быть величина ступеней.

По ГОСТ 12374—77 приняты следующие величины ступеней нагрузки, кгс/см², для грунтов:

крупнообломочных и плотных песчаных	1
песчаных средней плотности	0,5
рыхлых песчаных	0,25

Величина ступеней нагрузки для глинистых грунтов в зависимости от величины I_L и e приведена в табл. 11.

Предварительное до начала собственно испытания уплотнение грунта под штампом выполняют нагрузкой, равной природному (бытовому) давлению p_0 на грунт на отметке подошвы штампа, но не менее 0,5 кгс/см². На первой ступени нагрузки при уплотнении учитывают давление на грунт от веса установки. В тех случаях, когда испытания проводятся в целях установления характера зависимости осадок от нагрузки в пределах и криво-

Консистенция грунта	Ступени нагрузки, кгс/см ² при коэффициенте пористости		
	$e < 0,5$	$0,5 \leq e < 0,8$	$e > 0,8$
$I_L < 0,25$	1	1	0,5
$0,25 \leq I_L < 0,75$	1	0,5	0,5
$I_L \geq 0,75$	0,5	0,25	0,25

линейного участка графика $S=f(p)$, ступени нагрузки после получения четырех обязательных точек могут быть уменьшены.

При использовании для нагружения штампов гидравлических домкратов необходимо следить за сохранением постоянного заданного давления. Вследствие осадки грунта под штампом давление неизбежно падает. Нередко оно может падать и из-за незначительных утечек масла в домкрате или деформаций элементов упорных устройств. Поэтому во избежание получения неточных данных, затрудняющих, а иногда делающих невозможной их окончательную обработку, необходимо тщательно следить за сохранением постоянного давления, для чего целесообразно применять автоматические устройства для его поддержания.

Для этой цели в ГПИ Фундаментпроект спроектировано и изготовлено несколько экземпляров автоматической насосной станции с использованием агрегатов и узлов, серийно изготавливаемых промышленностью. Установка представляет собой насосную станцию с автоматической подкачкой масла для обеспечения сохранения постоянного давления при заданной ступени нагрузки. При уменьшении (падении) давления сигналом, поступающим от электроконтактного манометра, насос автоматически включается в работу, обеспечивая поддержание постоянного давления на штамп. Насосная станция состоит из насоса типа НД 05-2. 5-400 с регулируемой подачей электродвигателя и электроконтактного манометра типа ЭКМ-600.

Перед началом испытания следует определить и записать в журнал испытаний, каким показаниям манометра соответствует давление штампа на грунт (кгс/см²) при нагрузке каждой ступени.

Удельное давление штампа на грунт $p_{шт}$ определяют по формуле

$$p_{шт} = \frac{p_m F_{порш}}{F_{шт}}, \quad (11)$$

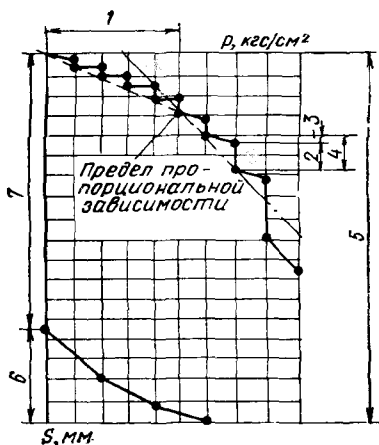
где p_m — давление манометра, кгс/см²; $F_{порш}$ и $F_{шт}$ — площадь поршня домкрата и штампа, см².

Обычно число делений манометра не совпадает со ступенями давлений на грунт. Для того чтобы не производить отсчеты по манометру на глаз, рекомендуется ступени давлений несколько смещать в большую или меньшую сторону с таким расчетом, чтобы они соответствовали тому или иному числу делений манометра.

Испытания при необходимости могут выполняться до так называемого критического или предельного давления. За крити-

Рис. 8. Зависимость осадки штампа от давления

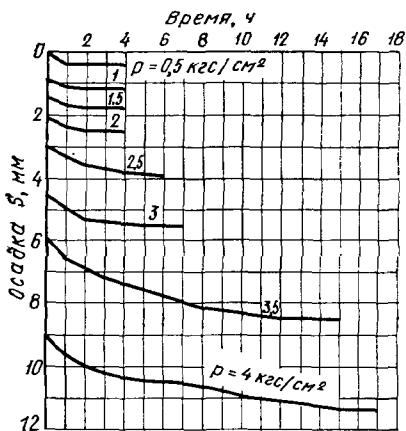
1 — участок прямо пропорциональной зависимости осадки от нагрузки; 2 — осадка за время нагружения ступени нагрузки на штамп; 3 — осадка за время выдержки ступени нагрузки на штамп; 4 — полная осадка штампа от ступени нагрузки; 5 — полная за все время испытания осадка штампа от всех ступеней нагрузки; 6 — упругая деформация грунта; 7 — остаточная деформация грунта



ческое принимают такое давление, при котором наблюдается значительное увеличение осадки (по сравнению с осадкой за предыдущую ступень нагрузки) при небольшом увеличении нагрузки или осадка, не затухающая в течение длительного времени и протекающая достаточно равномерно.

При предварительном уплотнении грунта каждую ступень нагрузки выдерживают не менее 5 мин — для крупнообломочных и песчаных грунтов и 30 мин — для глинистых. Конечную ступень нагрузки предварительного уплотнения, так же как и последующие ступени, выдерживают до условной стабилизации осадки. За условную стабилизацию осадки принимают ее приращение не более 0,1 мм за 1 ч — для крупнообломочных и песчаных грунтов и за 2 ч — для глинистых.

Рис. 9. График осадки штампа во времени



Основным документом при производстве испытания является журнал, обязательная форма которого утверждена ГОСТ 12374—77. Одновременно с внесением записей в журнал непосредственно на месте проведения испытания рекомендуется строить график зависимости осадки от удельного давления $S=f(p)$ (рис. 8) и график, иллюстрирующий протекание осадки во времени $S=f(t)$ (рис. 9).

Такие рабочие графики, вычерчиваемые непосредственно на месте испытания до окончательной его камеральной обработки, позволяют контролировать ход испытания, обнаруживать возможные недостатки, часто возникающие при наблюдениях в ночное время, устанавливать критическую нагрузку и т. д.

Обработка результатов испытаний. По результатам испытания грунтов статической нагрузкой оценивают их сжимаемость, количественной характеристикой которой служит модуль деформации E . Основанием для этой оценки является график $S=f(p)$, выражающий зависимость осадки грунта под штампом от удельного давления. По оси абсцисс графика откладывают значения ступеней нагрузки (в масштабе 1 см—0,25 кгс/см²), по оси ординат — осадки, соответствующие этим ступеням нагрузки (в масштабе 1 см—1 мм осадки). Вспомогательными материалами, которые должны учитываться при анализе результатов испытания, являются: журнал испытания, график осадки во времени $S=f(p)$, данные инженерно-геологических изысканий (в частности, геологическое строение участка в месте установки штампа), результаты лабораторных определений физико-механических свойств испытанных грунтов, а также данные о предполагаемых размерах фундаментов и нагрузках на них.

На рис. 8 изображен график $S=f(p)$, на котором показаны основные точки и участки, отражающие ход испытания грунта и характеризующие его сжимаемость. Так как нагружение штампа ведется ступенями, график осадки имеет ступенчатый характер. Поскольку нагружение штампа осуществляется не мгновенно, а процесс длится в течение более или менее продолжительного времени, часть осадки грунта происходит за время нагружения. Поэтому суммарная осадка за ступень нагрузки складывается из осадки за время нагружения и осадки за время наблюдения.

Модуль деформации E характеризуется котангенсом угла наклона прямолинейного участка графика $S=f(p)$ к оси ординат. С возрастанием давления на грунт под штампом прямолинейный участок графика постепенно переходит в криволинейный, выпуклый вверх участок. Котангенс угла наклона к оси ординат касательной в любой точке этого участка с возрастанием давления увеличивается, что позволяет считать модуль деформации грунта величиной переменной, зависящей от давления штампа на грунт. Для расчета осадок сооружений по принятой в практике теории линейно-деформируемого тела необходимо одно постоянное значение модуля деформации, что и явилось осно-

ванием принятого в ГОСТ 12374—77 построения прямолинейного участка, как минимум, по четырем точкам. При бездефектном проведении испытаний и при правильном назначении величин ступеней нагрузки четырех точек на графике бывает достаточно для построения по ним методом наименьших квадратов или графически осредняющей прямой.

За начальное значение p_0 и S_0 (первая включаемая в определение опытная точка) принимают удельную нагрузку, равную p_b , и осадку, соответствующую этой нагрузке.

За конечные значения p_n и S_n принимают значения p_i и S_i , соответствующие четвертой точке. В случае когда при нагрузке p_i приращение осадки будет в 2 раза больше, чем при предыдущей ступени нагрузки p_{i-1} , а при последующей ступени нагрузки p_{i+1} приращение осадки будет равно приращению осадки или больше его при p_i , за конечные значения p_n и S_n принимают p_{i-1} и S_{i-1} . При этом число точек, необходимых для построения осредняющей прямой, должно быть не менее 3. В противном случае при испытании грунта необходимо принять меньшие по величине ступени удельных нагрузок.

Построенная с учетом приведенных выше положений ГОСТ 12374—77 осредняющая прямая используется для вычисления значения модуля деформации E .

Обычно испытания грунтов штампами выполняют с большим, чем указано выше, числом ступеней нагрузок. В этих случаях, если испытание доведено до нагрузки, являющейся критической, график $S=f(p)$ приобретает криволинейное очертание.

Суммарная осадка, зафиксированная за все ступени нагрузки, называется полной осадкой. Полная осадка, т. е. деформация, состоит из остаточной и упругой деформаций, которые определяют наблюдениями при разгрузке штампа.

Удельное давление под штампом, соответствующее на графике $S=f(p)$ точке, характеризующей начало криволинейного участка, принято называть пределом пропорциональной зависимости $p_{пр}$.

Полная осадка, так же как остаточная и упругая деформации, служит только для качественной характеристики грунта. Величина полной осадки при равных критических нагрузках указывает на большую или меньшую сжимаемость и прочность грунта.

Так, у глинистых грунтов упругая деформация обычно больше, чем у песков. Удельное давление на грунт, соответствующее пределу пропорциональной зависимости, до известной степени является количественной характеристикой и в некоторых случаях может применяться в качестве условного расчетного давления на грунт.

Следует отметить, что график $S=f(p)$ часто имеет не такой идеальный вид, как показано на рис. 8. Рассмотрим несколько наиболее часто встречающихся разновидностей этого графика.

1. На начальном участке графика $p_0—p_1$ (рис. 10) в пределах первых ступеней нагрузок наблюдаются преувеличенные осадки, которые уменьшаются при последующих ступенях. Такие осадки являются следствием плохой зачистки грунта под штампом (неровная, разрыхленная или переувлажненная поверхность, наличие выступающих твердых включений и т. п.) или вызваны отсутствием соответствующего слоя подготовки.

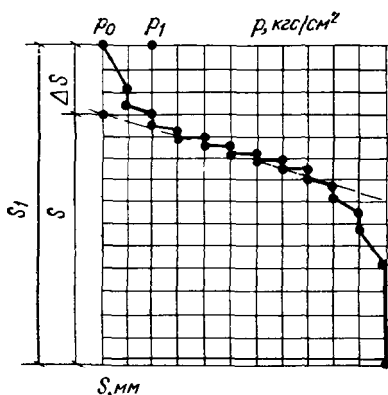


Рис. 10. График $S=f(p)$. Преувеличенные осадки на первых ступенях нагрузки

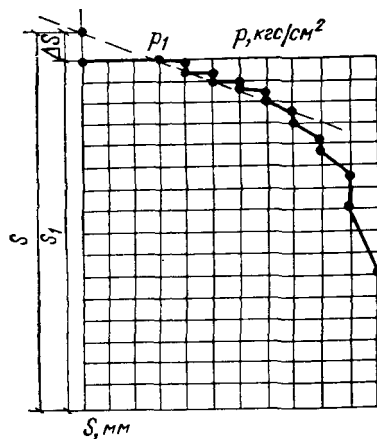


Рис. 11. График $S=f(p)$. Отсутствие осадки на первых ступенях нагрузки

При нагружении штампа первыми ступенями нагрузки осадка происходит не вследствие уплотнения слоя испытуемого грунта по всей площади штампа, а вследствие обжатия отдельных выступающих участков, уплотнения разрыхленной поверхности или выпора из-под штампа переувлажненного разжиженного грунта.

Таким образом, осадка ΔS (см. рис. 10) не характеризует сжимаемость испытуемого грунта и поэтому во избежание искусственного занижения его несущей способности не должна учитываться при определении модуля деформации E по графику приведенного типа.

2. На первых ступенях нагрузки осадки отсутствуют, и кривая графика начинается не с нуля, а при некотором удельном давлении (рис. 11).

Отсутствие осадки на первых ступенях нагрузки часто пытаются объяснить тем, что измерительные приборы включают после окончания монтажа всей установки, и, следовательно, осадки, происшедшие под воздействием собственного веса установки (который входит в общую нагрузку на штамп), остаются неучтенными.

Несомненно, что некоторая часть осадки, которая происходит от действия собственного веса установки, может остаться неизмеренной. Однако собственная масса установки даже при испытании в шурфе на глубине 5 м не превышает 500 кг, и, следовательно, удельное давление на грунт при штампе площадью 5000 см^2 составляет не более $0,1 \text{ кгс/см}^2$. Это в несколько раз меньше давления, создаваемого нагрузкой первой ступени ($0,25\text{—}0,5 \text{ кгс/см}^2$), и не может существенно повлиять на общую

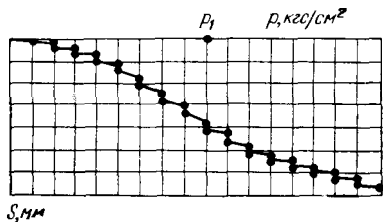


Рис. 12. График $S=f(p)$. Незаконномерное уменьшение осадки при возрастании нагрузки

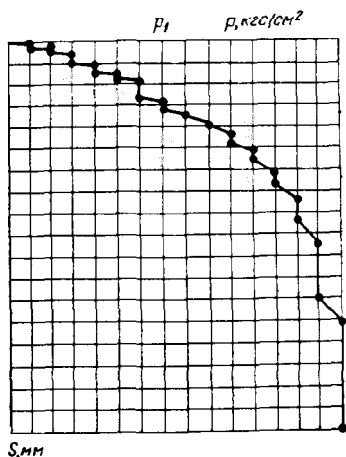


Рис. 13. График $S=f(p)$. Неравномерный прирост осадок по ступеням нагрузки

величину осадки, а тем более объяснить отсутствие осадки на первых ступенях нагрузки.

Попытка объяснить отсутствие осадки влиянием бытового давления также неубедительна. В большинстве случаев даже при испытаниях на глубине 20 м и более (где бытовое давление превышает 3 кгс/см^2) осадки наблюдаются с начала приложения нагрузки первой ступени.

Рассматриваемое явление, т. е. отсутствие осадок на первых ступенях нагрузок, по-видимому, объясняется не действием бытового давления или собственного веса установки, а свойствами самого грунта, его структурной прочностью, а также тем, что грунт находится в переуплотненном состоянии.

Только при испытании очень слабых сильносжимаемых грунтов, когда первые ступени нагрузки принимаются меньше $0,25 \text{ кгс/см}^2$, а давление, соответствующее пределу пропорциональной зависимости, мало и не превышает $1\text{—}1,5 \text{ кгс/см}^2$, осадки от действия собственного веса установки могут иметь существенное значение. При этом численное значение осадки, которая произошла до включения измерительных приборов, принимается равным отрезку ΔS , отсекаемому на оси ординат продолжением прямолинейного участка кривой (см. рис. 11).

3. Осадки, закономерно возрастающие с увеличением нагрузки, при достижении некоторого давления p_1 начинают уменьшаться и кривая графика становится более пологой (рис. 12). Такой вид график приобретает при наличии на небольшой глубине под штампом в слое испытуемого грунта или под ним прослойки более плотного грунта или крупных включений (каменной, валунов). Результаты такого испытания использоваться не могут. Грунт под штампом должен быть испытан с помощью шурфа, а испытание повторено на новом месте.

4. Осадки за отдельные промежуточные ступени нагрузки изменяются без видимой закономерности и имеют значения, меньшие и большие, чем за предыдущую и последующие ступени нагрузки (рис. 13).

Такие отклонения объясняются неисправностями гидравлического домкрата, например заклиниванием штока при перекосе упорной балки вследствие выдергивания анкерных свай, неисправностью измерительных приборов, несвоевременным получением отсчетов или получением ошибочных отсчетов. От использования этого графика следует отказаться.

3. Испытания грунтов в скважинах

Испытания грунтов в шурфах проводят при глубине установки штампа, не превышающей обычно 5—6 м. При необходимости испытания на большей глубине, а также при наличии выше отметки установки штампа водонасыщенных грунтов, затрудняющих проходку шурфов, испытания штампами проводят в буровых скважинах. Учитывая, что основным фактором, определяющим достоверность установления модуля деформации пробными нагрузками, является качество подготовки основания при установке штампа, испытания в скважинах следует считать менее надежными, чем в шурфах, и результаты их оценивать осторожно.

Оборудование. Основным оборудованием для испытания грунта статической нагрузкой являются штамп и установка для его нагружения.

Штамп. Для испытаний в скважинах используют круглые в плане штампы площадью 600 см², диаметром 27,7 см. Штамп опускают в закрепленную обсадными трубами скважину диаметром 325 мм на трубах диаметром 219 мм. В зависимости от вида грунта и условий проведения опыта применяют различные штампы, конструкция которых определяется необходимостью подготовки (выравнивания) забоя скважины и достижения наиболее полного контакта между нижней плоскостью штампа и грунтом.

Установки для нагружения штампа при производстве статических испытаний в скважинах, так же как и при производстве испытаний в шурфах, подразделяются на установ-

ки с гидравлическими домкратами и установки, в которых давление на штамп передается нагружением тарированным грузом,— установки с грузом.

Установки с гидравлическими домкратами. Для упора гидравлического домкрата при испытаниях грунтов статическими нагрузками применяют устройства с винтовыми анкерными сваями и с использованием обсадной трубы.

В отличие от испытаний грунта штампом площадью 5000 см² при испытаниях его штампом площадью 600 см² требуются значительно меньшие нагрузки, не превышающие 3—6 тс. В соответствии с этим для упорного устройства, воспринимающего реактивное усилие от домкрата, достаточно обычно двух винтовых свай.

Упорное устройство с винтовыми анкерными сваями состоит из трубы-стойки диаметром 219 мм, нижний конец которой упирается в штамп, а на верхний, снабженный подкладкой из листового железа, устанавливается гидравлический домкрат. Домкрат выдвижной головкой упирается в упорную балку, удерживаемую двумя винтовыми сваями и прикрепленную к ним с помощью анкерных болтов и балок анкерной системы.

При усилии, не превышающем 6 тс (удельное давление под штампом до 10 кгс/см²), и расстоянии между анкерными сваями 3 м в качестве упорной принимается двутавровая балка № 40. Труба-стойка, длина которой определяется глубиной установки штампа, состоит из отдельных отрезков, соединяемых с помощью муфт на резьбе. Для испытаний в скважинах применяют те же винтовые сваи, что и для испытаний в шурфах.

Упорное устройство с использованием обсадной трубы в качестве упора для домкрата можно применять при достаточной глубине скважины, когда трение обсадной трубы о грунт обеспечивает необходимое сопротивление выдергиванию.

Установки с грузом. При испытании штампом площадью 600 см² необходимая нагрузка редко превышает 3—4 тс, поэтому монтаж установки при этих испытаниях значительно проще, чем при испытаниях штампом площадью 5000 см². Этим обстоятельством, а также надежными результатами испытаний с применением установок с тарированным грузом можно объяснить широкое распространение этой установки. При этом следует иметь в виду: чем меньше площадь штампа, тем меньшую точность при одном и том же удельном давлении под штампом можно получить при нагружении гидравлическим домкратом.

Канатно-рычажная установка КРУ-600 состоит из рамы, укрепленной на опорных балках и снабженной уравновешенным загрузочным рычагом. На конце рычаг имеет грузовой сегмент с прикрепленным к нему тросом для подвески груза.

Усилие на штамп передается штангой, жестко связанной с загрузочным рычагом. Осадки штампа фиксируются самописцем, имеющим часовой механизм. Установка укрепляется на площад-

ке с помощью винтовых анкерных свай. Сегмент на конце рычага обеспечивает постоянное усилие на штамп по мере его осадки. Ниже приведена краткая техническая характеристика установки КРУ-600.

Максимальное давление на штамп, кгс	500
Соотношение плеч рычажной установки	1:30
Площадь штампа, см ²	600
Размеры установки, м:	
высота	1,2
ширина	0,4
длина	3—4
Масса, кг:	
груза	170
установки без грунта и анкеров	90
общая	474

Приборы для измерения осадок грунта под штампом. При испытаниях в скважинах штампом площадью 600 см² используют те же приборы, что и при испытаниях их штампом площадью 5000 см². Описание этих приборов, а также схема их установки были приведены ранее.

Проведение испытаний. Достоверность результатов, полученных при испытании грунта штампами, может быть обеспечена при сохранении естественного состояния грунта ниже штампа и плотности прилегания штампа к грунту по всей площади основания штампа.

Если при испытании в шурфах эти требования можно выполнить сравнительно просто благодаря непосредственному доступу к месту испытания, то при испытаниях в скважинах, в которых подготовка забоя и установка штампа производятся с поверхности, выполнить указанные требования довольно трудно. Особенно затруднительна установка штампа в мелкозернистых водонасыщенных грунтах, поэтому испытания в скважинах должны проводиться опытным персоналом.

Большое внимание при установке штампа требуется уделять правильности его заглубления относительно низа обсадных труб. При этом рабочая плоскость штампа должна быть расположена несколько ниже кромки (примерно на 2 см) обсадных труб. Несоблюдение этого условия может привести либо к обжатию грунтовой пробки, если штамп будет оставлен в обсадных трубах, либо к испытанию нарушенного обвалившегося в забой грунта, если штамп будет опущен намного ниже обсадных труб.

Подготовка к испытанию состоит из бурения скважины с отбором образцов грунта, зачистки забоя скважины для установки штампа, установки штампа (в случае невозможности предварительной зачистки забоя последние две операции совмещают), монтажа устройства для нагружения и установки измерительной аппаратуры. При испытании грунта круглым штампом диамет-

ром 27,7 см скважину для испытания обсаживают трубами диаметром 325 мм.

В процессе бурения особое внимание уделяют соблюдению вертикальности скважины. С глубины 1,5—2 м выше отметки испытания скважину проходят буровой ложкой, а последние 3—5 см углубляют зачистным ножом (или штампом, снабженным зачистными ножами).

При подготовке испытания в водонасыщенных грунтах, способных образовать пробку, в которых требуется применение штампа с зачистными ножами, скважину до заданной отметки испытания углубляют вращением самого штампа. При этом штамп после заглубления его до требуемой отметки от забоя скважины не отывают. Бурение скважины, установку штампа и испытание в таких грунтах производят при сохранении уровня воды в скважине, равного уровню воды вне скважины.

При бурении скважины в зоне на 30—40 см выше отметки установки штампа с помощью грунтоноса отбирают образец грунта ненарушенной структуры для лабораторных определений.

По окончании бурения и подготовки забоя в скважину опускают трубу-стойку, к нижнему концу которой прикреплен штамп. При использовании установки с противовесом трубу-стойку подвешивают с помощью хомута на обсадных трубах, а штамп в забой опускают после монтажа всей установки. Точность установки штампа по центру скважины обеспечивают центрирующим хомутом, укрепленным на трубе-стойке непосредственно под штампом. В тех же целях, а также во избежание изгиба трубы-стойки при нагружении центрирующие хомуты устанавливают через каждые 5 м по высоте трубы-стойки.

После установки штампа монтируют упорное устройство и устанавливают измерительную аппаратуру. В процессе испытаний ведут журнал, а результаты испытаний оформляют в виде графика, так же как при испытаниях штампом площадью 5000 см².

В заключение приведем примеры испытаний штампом при инженерно-геологических изысканиях, которые были выполнены ГПИ Фундаментпроект для получения данных, необходимых при проектировании телевизионной башни в Останкине (Москва) и радиотелевизионной передающей станции (РТПС) на горе Кок-Тюбе (Алма-Ата).

Пример 1. С сентября 1959 г. по март 1960 г. ГПИ Фундаментпроект проводил исследования по определению в полевых условиях сжимаемости грунтов в основании проектируемой в то время башни Общесоюзной радиотелевизионной станции в Останкине. Проектирование башни осуществлялось ГСПИ Министерства связи под руководством главного конструктора высотных зданий — главного инженера проекта Н. В. Никитина.

Значения модуля деформации, определенные для различных литологических разновидностей грунтов, находящихся в активной зоне под фундаментом, должны были явиться основой при расчете осадок башни. Естественно,

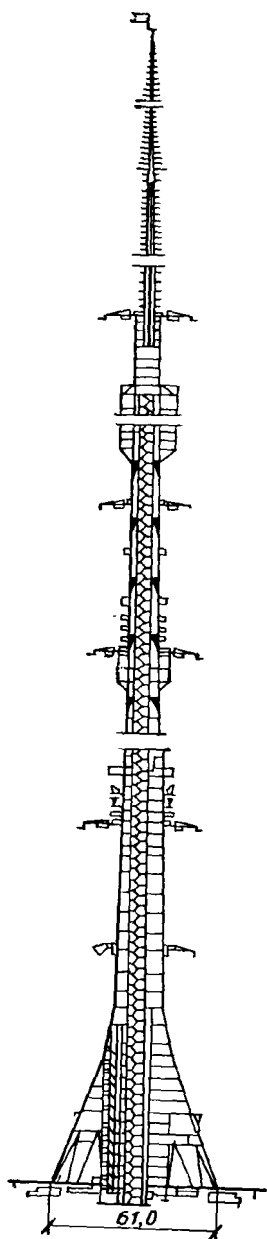


Рис. 14. Схема телевизионной башни Общесоюзной радиотелевизионной станции в Останкине

что исключительная уникальность сооружения, для которого использовался неглубоко заложенный фундамент на естественном основании, требовали особой тщательности при выполнении изыскательских работ.

Напомним, что башня представляет собой самое высокое в мире (533,8 м) свободно стоящее сооружение (рис. 14). Основным фундаментом башни на отметке $\pm 0,0$ м является 10-угольная кольцевая плита из предварительно напряженного железобетона, имеющая следующие размеры: средний диаметр кольца 61 м, его ширина 9,5 м и толщина от 3 до 4,5 м. Глубина заложения фундамента от пола вестибюля составляет 4,65 м. К началу строительства подошва фундамента располагалась на глубине всего около 2,9 м от поверхности площадки.

В геологическом отношении площадка строительства телевизионной башни характеризуется следующими условиями (рис. 15). С поверхности под растительным слоем до глубины 7,35—11,6 м залегают ледниковые отложения днепровской стадии оледенения. Эти отложения представлены двумя слоями моренных суглинков, разделенных слоем средне- и мелкозернистого песка мощностью от 1,3 до 5 м. Верхний слой суглинков, характеризующийся наличием линз песка, включениями гравия, гальки, щебня и валунов, имеет мощность 4—5 м, второй слой — 1—2,8 м. Ниже залегают флювиогляциальные средне- и мелкозернистые пески с прослоями суглинков. Общая мощность этой толщи составляет 6—8 м. Четвертичные отложения сменяются юрскими породами, представленными в верхней части песками и сильноопесчаненными глинами, а в нижней — черными и темно-серыми слюдистыми глинами с прослоями песка. Было решено испытывать статическими нагрузками основные разновидности отложений днепровского оледенения и флювиогляциальные пески. Учитывая значительную глубину залеганий от поверхности земли юрских отложений, испытание их штампами не проводилось. Имея в виду напластование грунтов относительно дневной поверхности и глубину залегания подземных вод (3,8—4,8 м), проводили следующие испытания штампами: площадью 5000 см² — в шурфах для первого слоя суглинков; площадью 600 см² — в скважинах для грунтов всех остальных литологических разновидностей.

В целях обеспечения наиболее благоприятных условий для зачистки забоя скважин и установки штампов площадью 600 см² была предпринята попытка осуществить понижение уровня грунтовых вод с использованием погружных насосов. Однако малая водопроницаемость песков и наличие водонепроницаемых суглинистых прослоев затруднили осуществление водопонижения, а выявившаяся в процессе бурения достаточная устойчивость песков, позволяющая проходить

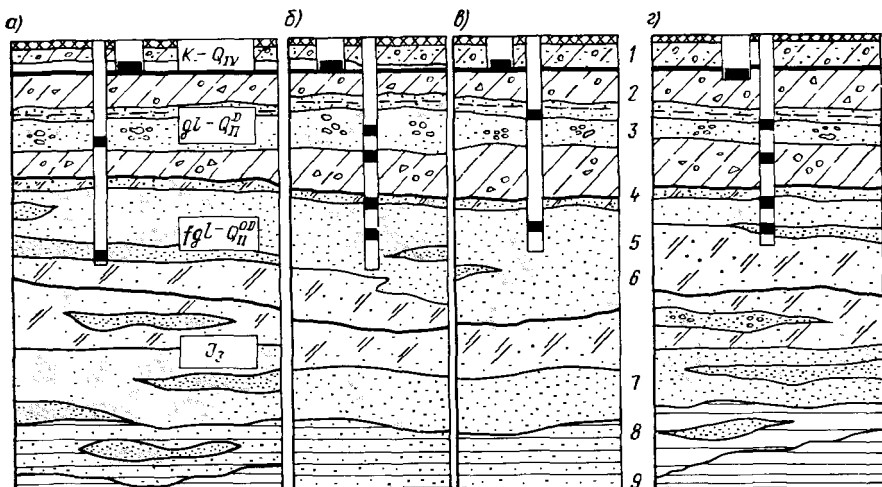


Рис. 15. Основание под кольцевым фундаментом башни (развертка по кольцу с указанием участка испытаний в шурфах и скважинах)

а — испытания № 4 и 5 в скважине и испытание № 3 в шурфе; б — испытания № 7, 8, 17 и 18 в скважине и испытания № 8 в шурфе; в — испытания № 10 и 13 в скважине и испытания № 6 в шурфе; г — испытания № 11, 14, 15 и 16 в скважине и испытание № 12 в шурфе; культурный слой: 1 — бетонное покрытие, насыпной грунт и отложения днепровского оледенения; 2 — суглинки; 3 — пески средней крупности; флювиогляциальные отложения; 4 — супеси; 5 — пески пылеватые слоистые с прослоями супеси; отложения днепровской системы; 6 — супеси; 7 — пески мелкие и средней крупности; 8 — переслаивание песков и глин; 9 — глины черные, жирные, слоистые

скважины с некоторым опережением глубины забоя относительно низа обсадных труб, подтвердила его нецелесообразность. Для более полного изучения сжимаемости грунтов по всей площади фундамента в каждом из четырех диаметрально противоположных участков его кольца были заложены опытные кусты, состоящие из шурфа для испытания статическими нагрузками штампом площадью 5000 см², скважины диаметром 325 мм для испытаний статическими нагрузками штампом площадью 600 см² и трех скважин для понижения уровня грунтовых вод в опытной скважине на время установки штампа (надобность в которых, как сказано выше, в процессе работ отпала).

Шурфы № 1 и № 2 и скважина № 1, пройденные для испытаний, на рис. 15 не показаны, так как относятся к первоначальному варианту расположения башни, положение которой впоследствии было смещено в западном направлении на 60 м.

Испытания в шурфах штампом площадью 5000 см² проводились установкой с упором в стенки шурфа конструкции ГПИ Фундаментпроект, испытания в скважинах штампом площадью 600 см² — установкой с подвесной платформой, нагружаемой тарированным грузом.

Сводный график испытаний моренных суглинков штампом площадью 5000 см² на отметке заложения фундамента башни показан на рис. 16. Как видно из графика, испытания № 2, 3, 6 и 9 показали близкую сходимость в отличие от испытаний № 12 и № 1. В первом случае (испытание № 12) это объясняется тем, что штамп был установлен на линзу водонасыщенного глинистого песка (мощностью 0,6—0,8 м), во втором (испытание № 1) — недостаточно тщательной подготовкой площадки для установки штампа.

Значения модуля деформации моренных суглинков по результатам испытаний штампом площадью 5000 см², подсчитанные для двух интервалов значений удельных давлений 0—2,6 я 0—5,5 кгс/см², приведены в табл. 12.

Таблица 12

Номер ис- пытания	Осадка штампа, см		Модуль деформации, кгс/см ²	
	в интервале удельных давлений, кгс/см ²			
	0—2,6	0—5,5	0—2,6	0—5,5
2	0,15	0,47	940	650
3	0,13	0,48	1080	630
6	0,15	0,54	940	560
9	0,16	0,49	880	620
1	0,49	0,95	290	320

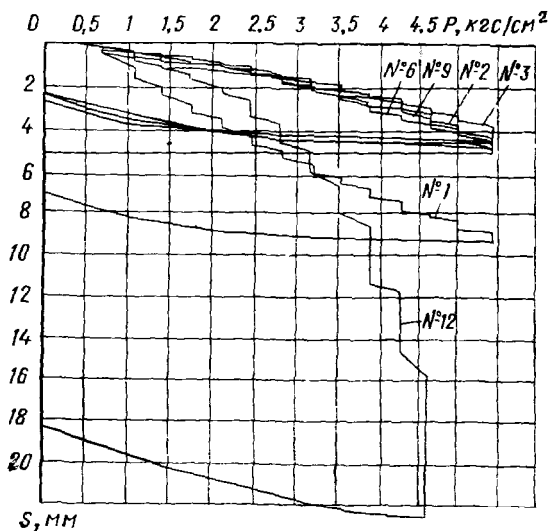
Рис. 16. Сводный график испытаний грунтов штампом площадью 5000 см²

Таблица 13

Номер испытания	Испытанный грунт	Геологический индекс	Осадка штампа S, см	Модуль деформации E, кгс/см ²			
			в интервале удельных давлений, кгс/см ²				
			0—2,5	0—4	0—2,5	0—4	
2	Песок среднезернистый с включением гравия и гальки (для испытания № 7—слабоглинистый)	glQ _{II} ^D	0,7	1,1	700	700	
7			1,4	3,3	350	240	
8			0,75	1,45	660	540	
10			0,5	1,25	980	630	
11			0,3	0,6	1640	1300	
5	Песок пылеватый	fglQ _{II}	1,4	2,25	350	300	
10			0,95	2,23	520	350	
13			1,4	2,25	350	350	
15			0,7	1,55	700	500	
16			1,0	3,35	490	230	
20			1,2	2,15	410	370	
17	Суглинок	gl _{II} ^D	2,5	5,5	200	140	
19			1,35	2,5	350	370	

Значения модуля деформации грунтов, испытанных штампом площадью 600 см^2 в скважинах, подсчитаны также для двух интервалов давлений: 0—2,5 и 0—4 кгс/см². Эти данные с указанием генетических типов и литологической разновидности грунтов приведены в табл. 13.

Здесь следует отметить, что описываемые исследования выполнялись до выхода ГОСТ 12374—66 в период, когда отсутствовали четкие регламентации по использованию графика $S=f(p)$ для вычисления модуля деформации. В соответствии с этим значения модуля деформации определялись для двух интервалов удельных давлений: 0—2,6 и 0—5,5 кгс/см² — при испытаниях грунтов штампами в шурфах и 0—2,5 и 0—4 кгс/см² — при испытаниях грунтов в скважинах.

Определенные таким образом показатели, характеризующие сжимаемость грунтов, вместе с другими данными позволили прогнозировать осадку башни в пределах 8—10 см. Наблюдения за общей осадкой фундамента башни ГПИ Фундаментпроект начаты в марте 1961 г. — в период возведения основного фундамента. Для этого на основном фундаменте было установлено 40 марок.

Наблюдения за послойным обжатием грунтов в основании башни начаты с 1963 г., т. е. с момента окончания строительства фундамента. Бетонирование ствола башни было закончено в сентябре 1966 г., и к январю 1967 г. на грунт была передана нагрузка, которая с учетом веса фундамента и грунта составила 51400 тс.

Таким образом, среднее давление, передаваемое основным фундаментом башни на грунты основания, составило 2,75 кгс/см².

Для наблюдений за послойным обжатием грунтов были устроены четыре куста глубинных марок, каждый из которых состоит из трех марок, установленных на глубине от подошвы основного фундамента соответственно 6, 12 и 25 м.

Результаты наблюдений за осадкой основного фундамента (средние значения по 40 маркам) и послойным обжатием грунтов (средние значения по четырем маркам на соответствующем уровне) за период с января 1964 г. по август 1978 г. приведены на рис. 17. За это время общая (средняя) осадка основного фундамента башни составила около 6 см.

Следует отметить исключительно равномерную осадку основного фундамента: разность осадок основного кольцевого фундамента не превысила 1 см. Смещение от вертикали верха башни при столь незначительных кренах фундамента по теоретическим подсчетам не превышает 8—10 см. Наряду с этими данными представляют интерес данные о максимальных расчетных отклонениях от вертикали оси башни в результате действия ветровых нагрузок и неравномерности солнечного нагрева, которые составляют на уровне верха железобетонного ствола (высота 385,5 м) 4,16 и 1,02 м, а на уровне верха металлической антенны — 11,65 и 2,25 м.

Следует отметить, что землетрясение с эпицентром в юго-восточных районах Румынии, прошедшее 4 марта 1977 г. и оцениваемое в Москве силой 3—4 балла, не оказало влияния на поведение Останкинской башни.

Учитывая исключительную уникальность сооружения, его автор Н. В. Никитин все же предусмотрел способность башни воспринимать дополнительные усилия, соответствующие толчкам силой около 8 баллов. Как показали проведенные после землетрясения специальные наблюдения и исследования, подземные толчки не вызвали дополнительных осадок и кренов фундамента, в соответствии с чем не отмечено и отклонение ствола башни.

В работе [7] в числе прочих сделаны следующие выводы.

1. Модуль деформации грунта под фундаментами большой опорной площадки, определенный по фактическому обжатию слоев, может иметь значительно большее значение, чем принято считать.

2. Модули деформации, полученные при испытаниях штампом в шурфах, оказались заниженными в 1,5—2 раза по сравнению с натурными.

Таким образом, эти авторы полагают, что оценка деформируемости грунтов испытаниями штампом не может считаться достаточно достоверной для расчета фундаментов больших площадей. Однако их вывод о том, что значения модуля деформации, полученные при статических испытаниях, занижены

по сравнению с его значениями, полученным в работе [7], может быть обусловлен и принятой схемой расчета кольцевого фундамента больших размеров.

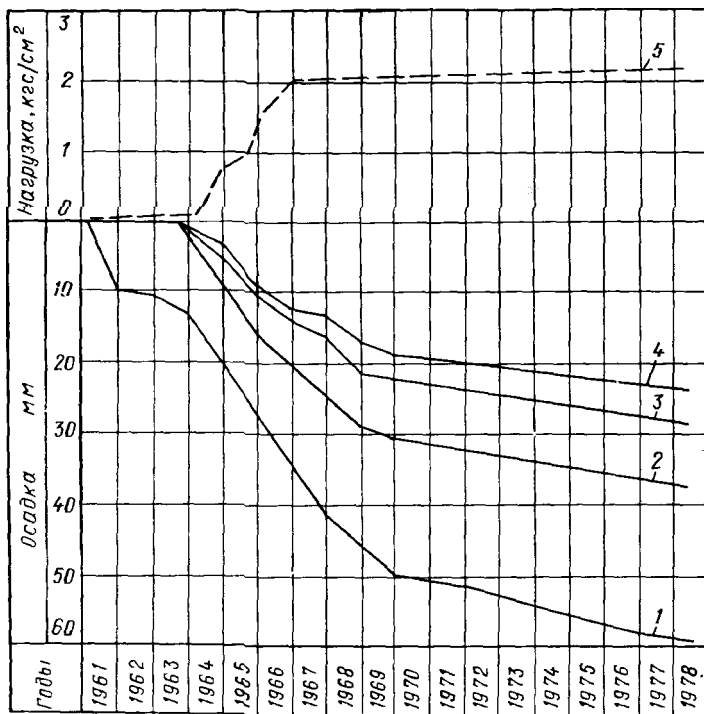


Рис. 17. График осадок кольцевого фундамента башни в Останкине и глубинных марок

1 — кривая осадок кольцевого фундамента; 2, 3, 4 — кривые осадок глубинных марок на глубинах соответственно 6, 12 и 25 м; 5 — кривая удельных нагрузок под фундаментом

Пример 2. Для строительства радиотелевизионной передающей станции (РТПС) на горе Кок-Тюбе в Алма-Ате ГПИ Фундаментпроект в 1975 г. выполнил как инженерно-геологические изыскания, так и проектирование основания и фундамента технического здания и башни.

Оригинальное конструктивное решение фундамента радиотелевизионной станции с башней высотой 360,7 м определяется сложными природными условиями в районе горы Кок-Тюбе.

Сложность природных условий заключалась в высокой расчетной сейсмичности района (10 баллов по 12-балльной шкале), наличии просадочных грунтов на глубину до 25 м, большой крутизне восточного и западного склонов и ограниченной ширине гребня горы Кок-Тюбе, имеющей высоту более 1000 м.

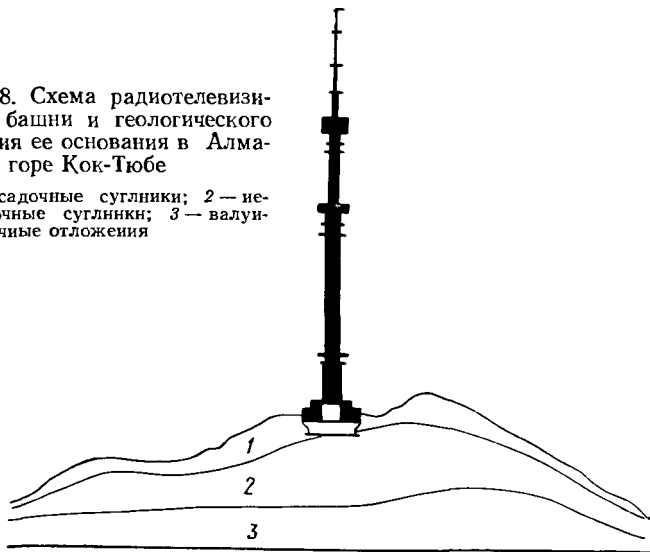
Последние два обстоятельства оказали существенное влияние на конструкцию станции. Проведенные расчеты устойчивости склонов позволили определить границы возможного оползания обоих склонов при разрушительных землетрясениях. Они показали, что первоначально запроектированная конструкция башни в виде ствола с двумя подкосами не может быть принята, так

как ширина площадки при этом должна быть не менее 110 м, а ширина устойчивой зоны гребня горы составляет не более 80 м.

Учитывая сложность природных условий, на площадке РТПС ГПП Фундаментпроект был выполнен большой комплекс работ при проведении изысканий на стадии рабочих чертежей: пробурены скважины глубиной 40–90 м, пройдена шахта глубиной 29 м, выполнено большое число лабораторных исследований по отобранным монолитам, проведены испытания грунтов штампом площадью 5000 см² и испытания на сдвиг целиков грунта в шахте. Этот комплекс работ был проведен дополнительно к работам, выполненным ГПИ Фун

Рис. 18. Схема радиотелевизионной башни и геологического строения ее основания в Алма-Ате на горе Кок-Тюбе

1 — просадочные суглинки; 2 — непросадочные суглинки; 3 — валуно-галечные отложения



даментпроект ранее на стадии технического проекта (инженерно-геологических, электро- и сейсморазведочных исследований).

Приведенный состав работ показывает, что изучение сжимаемости грунтов в основании сооружения являлось важной, но не единственной задачей, выполняемой при проектировании и расчете основания сооружения. Не менее важными задачами являлись оценка прочности основания, условия которой следует считать доминирующими при расчете проявления 10-балльной сейсмичности, и оценка просадочности грунтов основания.

В геологическом отношении площадка строительства характеризуется следующими условиями. С поверхности под растительным слоем залегает толща (мощность 41 м) лессовидных суглинков золотого происхождения, которая по цвету и степени макропористости подразделяется на два слоя (на рис. 18 эта толща обозначена цифрой 1). Верхний слой этой толщи мощностью в месте размещения РТПС от 5 до 12 м представлен пылеватыми сильно макропористыми суглинками твердой консистенции с коэффициентом относительной просадочности 0,1 при замачивании, с нагрузкой 2–3 кгс/см².

Нижний слой толщи имеет меньшую макропористость и характеризуется значительно меньшим коэффициентом относительной просадочности; с глубины 17 м грунты непросадочны. Ниже под слоем погребенной почвы залегает толща непросадочных суглинков мощностью более 45 м (на рис. 18 эта толща обозначена цифрой 2). Толщи суглинков, пронизанные короткими крутонаклонными и вертикальными трещинами, образование которых связано с действием сейсмических явлений, повсеместно подстилаются валуно-галечниковыми отложениями (на рис. 18 эта толща обозначена цифрой 3).

В окончательном варианте башня принята в виде одного ствола (без подкосов), размещенного в центре технического здания. Глубина заложения подошвы фундамента, имеющего размеры в плане 42×54 м, определялась необходимостью опирания его на непросадочные и слабопросадочные суглинки и составила в связи с крутым рельефом от 12 до 32 м. Высота коробчатой части фундамента была принята равной 13,6 м. Железобетонный стакан диаметром 19 м на высоту 32,6 м входит в конструкцию фундамента и выполняет роль цоколя башни, придавая необходимую жесткость техническому зданию.

Совмещение фундаментов башни и технического здания обеспечивает первую необходимую устойчивость, а большие размеры совмещенного фундамента позволяют воспринимать большие горизонтальные нагрузки на башню, обусловливаемые действием сейсмических явлений и ветра (расчетный момент в основании башни составляет около 200 000 т·м). Испытания для оценки сжимаемости выполнялись крупным штампом площадью 5000 см^2 и проводились в шахте на глубинах 10 и 20,2 м. Испытание на каждой глубине выполнялось с двукратной повторяемостью.

Изучение сжимаемости грунтов в основании РТПС, выполненное в лаборатории на образцах (компрессионные испытания) и в полевых условиях испытаниями штампами, позволило принять при расчете осадок следующие нормативные значения модуля деформации грунтов при естественной влажности и после замачивания.

Для лёссовидных суглинков верхнего слоя толщи 1 (см. рис. 18) по данным испытаний штампами: $E=400 \text{ кгс/см}^2$ — при естественной влажности; $E=120 \text{ кгс/см}^2$ — после замачивания; по данным компрессионных испытаний, значение E будет соответственно 300 и 80 кгс/см^2 .

Для лёссовидных суглинков нижнего слоя толщи 2 по данным испытаний штампами: $E=1100 \text{ кгс/см}^2$ — при естественной влажности; $E=400 \text{ кгс/см}^2$ — после замачивания; по данным компрессионных испытаний, значение E будет равно соответственно 1000 и 500 кгс/см^2 .

Полученные таким образом характеристики сжимаемости грунтов позволили считать, что значения средней осадки и относительного крена фундаментной плиты, определенные с учетом замачивания грунтов основания и равные соответственно 5 см и 0,001, не превышают их предельно допустимых значений для сооружений башенного типа.

Один из выводов проведенных исследований заключается в необходимости выполнения жестких требований к осуществлению водозащитных мероприятий, предохраняющих грунты основания РТПС от замачивания как во время строительства, так и на все время эксплуатации сооружения.

Глава III

ИССЛЕДОВАНИЕ ГРУНТОВ НА СДВИГ В ШУРФАХ И СКВАЖИНАХ

1. Общие положения

Вернемся к рассмотрению графика на рис. 2, характеризующего отдельные этапы деформируемости грунта под фундаментом (или его моделью — штампом) при загрузении. Этап 1 этого графика, как отмечалось выше, относится к процессу уплотнения грунта под нагрузкой. Уплотнение в песчаных грунтах происходит за счет возможности более компактного расположения частиц грунта относительно одна другой, что сопровождается

ся взаимным перемещением частиц, которое происходит в виде микросдвигов элементарных частиц, слагающих породу. Уплотнения глинистых грунтов происходит за счет взаимного перемещения частиц грунта, но главным образом за счет уменьшения толщины пленок связанной воды, ее выжимания из грунта и сближения частиц грунта между собой.

При определенной нагрузке напряжения в грунте могут достигнуть значений, превышающих внутренние связи в грунте и трение между его частицами. Отдельные незначительные по площади поверхности скольжения по мере возрастания нагрузки образуют общую поверхность скольжения, по которой происходят разрушение грунта под фундаментом, нарушение его сплошности и потеря устойчивости основания. Эти процессы отображают участки 2 и 3 графика на рис. 2.

Способность грунта, не разрушаясь, воспринимать нагрузку характеризует его прочность, показателем которой является сопротивление сдвигу. Сопротивление сдвигу складывается из сопротивления трению между собой твердых частиц по поверхностям скольжения и из сопротивления связности (сцепления). В большинстве случаев сдвиговые характеристики определяются по образцам грунта, отобранным из шурфов и скважин, в лабораторных условиях на срезных приборах или приборах трехосного сжатия.

Однако необходимо иметь в виду, что на лабораторных испытаниях определяются прочностные характеристики, свойственные не массиву грунта, а образцу, имеющему небольшие размеры. Вследствие этого лабораторные испытания не могут в полной мере дать представления о поведении грунта в массиве, устойчивости и прочности которого во многом определяются сопротивлением сдвигу в местах контакта между слоями, по поверхностям, образованным трещинами, на ослабленных участках и т. п. Поэтому в ряде случаев при расчете устойчивости (например, больших массивов грунта, откосов глубоких выемок и т. п.) данных, полученных при лабораторных испытаниях, бывает недостаточно и приходится проводить полевые испытания. Кроме того, полевые испытания на сдвиг бывают необходимы при исследовании слабых глинистых грунтов, отбор образцов из которых для лабораторных испытаний с сохранением естественного состояния практически невозможен.

Полевые методы определения прочностных свойств грунтов по характеру формирования плоскости сдвига могут быть подразделены на два типа: испытания, при выполнении которых одна часть грунта сдвигается по отношению к другой по заведомо заданной плоскости; испытания, при выполнении которых поверхность сдвига не задается; в этом случае поверхность сдвига (плоская или криволинейная) образуется в зависимости от состава и физико-механических свойств грунта, а также от характера приложения нагрузки.

К первому из указанных типов относятся испытания путем сдвига целиков грунта, заключенных в специальные обоймы (наподобие плоского сдвига в срезных лабораторных приборах); ко второму — испытания путем обрушения целиков грунта, путем среза призм грунта под действием нагрузки, приложенной под углом к плоскости сдвига (метод Всесоюзного научно-исследовательского маркшейдерского института), путем образования призмы выпирания грунта (метод уральского Промстройини-проекта), путем раздавливания целиков грунта и некоторые другие.

Особое место занимают испытания на сдвиг по заданным поверхностям, выполняемые в буровых скважинах лопастными приборами (крыльчатками).

2. Испытания грунтов на сдвиг по заданной горизонтальной плоскости *

Полевые испытания грунтов на сдвиг по заданной горизонтальной плоскости, так же как испытания на лабораторных срезных приборах, выполняются под действием нагрузки, приложенной в направлении плоскости сдвига (сдвигающая нагрузка), и нагрузки, приложенной нормально к плоскости сдвига (уплотняющая нагрузка).

При построении зависимости сопротивления грунта сдвигу от нормальной нагрузки, необходимой для установления параметров, характеризующих прочность грунтов (угол внутреннего трения и сцепление), требуется проведение испытания на сдвиг не менее трех монолитов одинакового по составу и состоянию грунта с изменением нагрузки, действующей нормально к плоскости сдвига.

С учетом этого ГПИ Фундаментпроект для испытания грунтов на сдвиг по заданной горизонтальной плоскости в полевых условиях изготовлена специальная трехсекционная установка (рис. 19). Каждая секция установки состоит из кольца-обоймы с обрезным ножом, круглого штампа, устройства для нагружения штампа, системы для передачи горизонтальных нагрузок, устройства для перемещения образца грунта при сдвиге и измерительных приборов.

Кольцо-обойма предназначено для выделения целика грунта и представляет собой стальной цилиндр диаметром 426 мм, высотой 200 мм, со стенками толщиной 12 мм и с обрезным ножом, укрепленным в нижней части кольца-обоймы.

Назначение штампа — равномерное распределение вертикальной нагрузки на всей верхней плоскости целика грунта. Штамп диаметром 390 мм, площадью 1200 см² имеет круглую в

* С I/VII 1980 г. действует ГОСТ 23741—79 «Грунты. Методы полевых испытаний на срез в горных выработках».

плане форму. К нему предъявляются те же требования, что и к штампу для испытаний грунта статическими нагрузками.

Устройство для нагружения штампа состоит из гидравлического домкрата грузоподъемностью 50 т, упорных балок и винтовых анкерных свай. При проведении испытаний в шахтах упором для домкрата, создающего вертикальное усилие, может служить кровля выработки.

Сдвиг целика грунта, заключенного в кольцо-обойму, производится гидравлическим домкратом, расположенным между

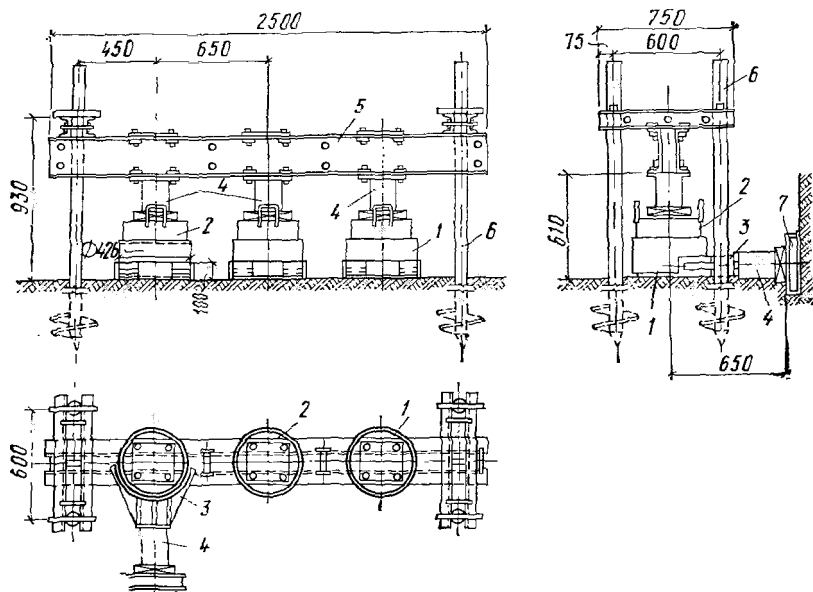


Рис. 19. Установка для полевых испытаний грунтов на сдвиг конструкции ГПИ
Фундаментпроект

1 — кольцо-обойма; 2 — штамп; 3 — съемный упор; 4 — гидравлический домкрат; 5 — упорные балки; 6 — винтовые анкерные сваи; 7 — упорная плита

опорной плитой и съемным упором. Для перемещения образца грунта под действием горизонтального усилия и сохранения постоянной величины усилия, действующего нормально при сдвиге, используют обойму с роликами. Для измерения давления в домкратах применяют манометры, а для измерения перемещений — прогибомеры.

В случаях применения установки с винтовыми анкерными сваями монтаж начинается с завинчивания их в грунт и крепления к ним упорной балки. Глубина погружения свай и их число зависят от величины заданных вертикальных нагрузок. Свая с лопастью диаметром 25 см, завинченная на глубину 1,2—1,5 м, в зависимости от вида грунта выдерживает усилие на выдержива-

ние от 1,5 до 4 тс. Сваи следует завинчивать вертикально. Отклонение от вертикали не должно превышать 5° . Правильность положения упорной балки проверяют по уровню. Отклонение от горизонтали допускается не выше 2° .

Целик грунта испытывается в такой последовательности. Вначале готовят образец грунта диаметром, превышающим на 5—10 см диаметр кольца-обоймы. Затем специальной лопатой тщательно по горизонтали выравнивают место установки кольца. С помощью домкрата, упираемого в балку, кольцо-обойму вдавливают в грунт в два-три приема. По мере вдавливания кольца-обоймы грунт вокруг него убирают и площадку выравнивают на одной отметке с плоскостью будущего сдвига. После установки кольца-обоймы домкрат снимают и на тщательно выровненный по горизонтали верхний торец образца насыпают песчаную подушку высотой 1,5—2 см.

На песчаную подушку образца последовательно устанавливают штамп, устройство для перемещения образца грунта при сдвиге и домкрат, создающий вертикальную нагрузку. Затем устанавливают систему устройств для передачи на образец горизонтальных нагрузок. Усилия на образец передаются через съемный упор, а на стенку траншеи — через упорную плиту.

Число испытаний (сдвиг образцов) и величины вертикальных нагрузок зависят от типа проектируемого сооружения, условий залегания грунтов и степени их неоднородности. В неоднородных грунтах целесообразно проводить не менее четырех сдвигов, в однородных можно ограничиться тремя испытаниями, а в отдельных случаях даже двумя. Повторность испытаний при одних и тех же вертикальных нагрузках, как правило, принимается трехкратной. В отдельных случаях при идентичных результатах можно ограничиться двукратной повторяемостью.

Испытания начинают с обжатия целика грунта заданной вертикальной нагрузкой, которую прикладывают ступенями по $0,2—0,5 \text{ кгс/см}^2$ с выдержкой каждой ступени не менее 30 мин для глинистых грунтов и не менее 15 мин для песчаных. Вертикальную нагрузку, доведенную до заданной величины, поддерживают постоянной до конца опыта. Горизонтальную нагрузку прикладывают ступенями с интервалами по времени, достаточными для взятия отсчетов по приборам.

Момент наступления сдвига образца характеризуется падением давления в манометре домкрата, создающего сдвигающие усилия, при непрерывном увеличении деформации, которое фиксируется приборами. Испытание прекращают при смещении кольца на 2—3 см.

После испытания каждого образца поверхность сдвига исследуют для установления наличия включений, различного вида прослоек и других факторов, которые могут влиять на величину сдвигающего усилия. Принимая во внимание, что влажность грунта оказывает большое влияние на величину сдвигающих

усилий, из зоны сдвига отбирают пробы грунта для испытаний на влажность.

Испытание последующих образцов грунта проводят в таком же порядке с той лишь разницей, что сдвиг осуществляется при иной заданной вертикальной нагрузке.

После окончания испытаний следует измерить отклонение от первоначального положения винтовых свай (по вертикали — с помощью эклиметра) и упорных балок (по горизонтали — с помощью уровня). В случае отклонений, превышающих $2-5^\circ$, опыт повторяют с более жестким закреплением всей системы установки.

При испытании грунта на сдвиг в шурфе на глубинах более 2 м сохраняют указанный порядок монтажа, применяя лишь дополнительную стойку между домкратом и упорной балкой.

В НИИ оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова разработана и внедрена установка УСП-10, при проведении опытов с которой не требуется вырезать целики грунта, надвигая на них кольца-обоймы. Сдвиг грунта по горизонтальной плоскости производится в этом случае с помощью срезных площадок, снабженных ребрами.

Установка УСП-10 предназначена для проведения оперативного контроля в процессе устройства земляных сооружений — насыпей, плотин, дамб, а также для определения в полевых условиях прочностных характеристик связных грунтов. Вертикальные, нормальные к плоскости сдвигов и сдвигающие усилия создаются домкратами. Для этого установка снабжена винтовыми анкерными сваями и упорной балкой.

Испытания проводят при различных значениях вертикальной пригрузки, что позволяет получить данные, необходимые для вычисления угла внутреннего трения и сцепления.

Особенность установки УСП-10 состоит в том, что срезные площадки, имеющие прямоугольную форму, снабжены поперечными ребрами, а по краям — еще и продольными ребрами, заглубляемыми в грунт. Установка имеет следующую техническую характеристику.

Размеры срезных площадок в плане, мм	800×400
Рабочий ход срезной площадки, мм	40
Усилие на одну площадку, тс:	
вертикальное	до 10
горизонтальное	до 10
Вертикальное давление на грунт, кгс/см ²	до 3
Число домкратов:	
общее	12
в распорном гидроблоке	4
» пригрузочном »	4
Масса, кг:	
узлов установки	50
общая	550

В главе II приведены данные по изучению сжимаемости грунтов основания радиотелевизионной передающей станции

(РТПС) с башней высотой 360,7 м на горе Кок-Тюбе в Алма-Ате. Решающее влияние на конструкцию фундамента и самой станции оказали прочностные характеристики грунтов, лежащих в ее основании. Хотя в настоящее время на склонах горы Кок-Тюбе не выявлено действие оползневых процессов, ряд факторов (остатки оползневых цирков, оползневые массивы на восточном склоне, наличие участков и гнезд перемятых пород, отмеченных при проходке шахт и скважин) указывает на их проявление в прошлом, что обусловлено активной тектонической деятельностью в этом районе.

Вследствие активной тектонической деятельности в районе РТПС, ограниченных размеров устойчивой зоны гребня горы для размещения станции с башней, а также возможного уменьшения ширины гребня в результате оползней при катастрофических землетрясениях, возможных в этом районе, потребовалось проведение разнообразных испытаний грунтов.

Прочностные свойства и характеристики грунтов изучались и определялись как в полевых, так и в лабораторных условиях на многочисленных отобранных образцах с моделированием процессов, обусловленных изменением влажности, сейсмическими процессами, а также процессами, связанными с возведением и эксплуатацией сооружения.

На площадке возведения станции и башни полевые испытания на сдвиг грунтов проводились в той же шахте, что и испытания при изучении сжимаемости грунтов (см. главу II). Для этого использовалась трехсекционная сдвиговая установка конструкции ГПИ Фундаментпроект, описание которой приведено выше. Срезу по схеме прямого сдвига подвергались грунты естественной влажности: на глубинах 5 и 9 м — сильно макропористые просадочные суглинки; 15 и 19,2 м — макропористые суглинки просадочные до глубины 17 м; 19,2; 25 и 28 м — лессовидные слабо макропористые непросадочные суглинки. Опыты проводились с двукратной повторяемостью при вертикальном обжатии целиков удельным давлением 1; 2; 3; 5 кгс/см² и 2; 4; 6 кгс/см². Домкраты для создания вертикальных усилий упирались в кровлю ниш, в которых вырезались целики грунта для срезов. Поверхность грунта, по которой проводился срез, так же как поверхность целика, остающегося в обойме по окончании испытания, тщательно осматривалась и описывалась.

Графики полевых испытаний грунтов в основании РТПС на горе Кок-Тюбе, выполненные на глубинах 15, 19; 25 и 28 м, приведены на рис. 20. Прочностные характеристики грунтов основания радиотелевизионной передающей станции на горе Кок-Тюбе были определены полевыми испытаниями на сдвиг, с учетом поправок на трещиноватость, на возможное повышение влажности и на сейсмичность, определенных на образцах грунтов в лаборатории ГПИ Фундаментпроект. В результате испытаний отмечены довольно высокие прочностные характеристики грунтов в

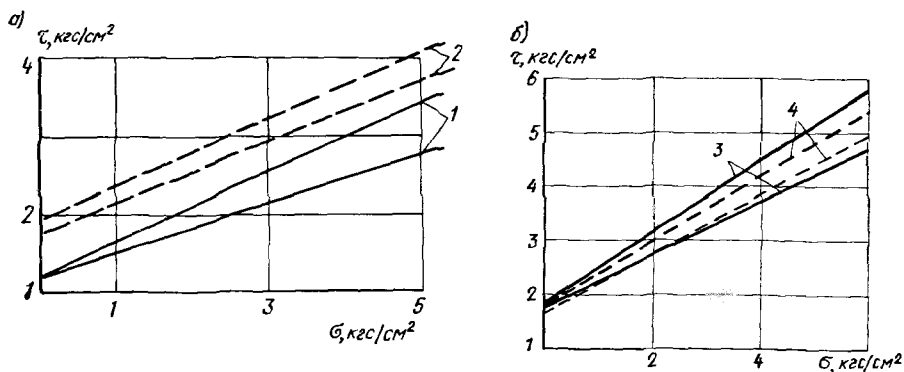


Рис. 20. Графики результатов полевых испытаний грунтов на сдвиг в основании РТПС на горе Кок-Тюбе

а — при замачивании; б — при естественной влажности; 1, 2 — на глубине 15 и 19,2 м; 3, 4 — на глубине 25 и 28 м

естественном состоянии, резкое снижение величин сцепления и незначительное уменьшение угла внутреннего трения при увлажнении.

3. Испытания грунтов на сдвиг по цилиндрической поверхности лопастными приборами в скважинах

Испытание грунтов лопастным прибором заключается в сдвиге по цилиндрической поверхности некоторого объема грунта путем вращения крестообразной лопасти (крыльчатки, образованной двумя взаимно перпендикулярными пластинками), заглубленной на штангах в грунт ниже забоя скважины. Пластинки, образующие крестообразную лопасть, имеют высоту H и ширину D .

При заглублении крыльчатки в грунт ниже дна выработки на величину более H срез грунта происходит по полной поверхности цилиндра высотой H и диаметром D . При заглублении крыльчатки в грунт ниже дна выработки на величину менее H срез происходит по боковой поверхности цилиндра, имеющего высоту, равную заглублению крыльчатки, и его нижнему основанию диаметром D .

Для глинистых грунтов текучей и мягкопластичной консистенции из-за сложности, а в некоторых случаях невозможности отбора ненарушенных образцов таких грунтов при бурении скважин испытания на сдвиг в скважинах лопастными приборами являются практически единственным достоверным методом определения их прочностных свойств.

Испытания лопастным прибором связных грунтов, в которых он преимущественно применяется, позволяют определить две их характеристики:

сопротивление сдвигу, которое оказывается близким прочноти на сдвиг, определяемой испытаниями одноосным сжатием;

чувствительность (структурную прочность), которая характеризует влияние нарушения структуры на прочность грунта и определяется отношением между сопротивлением грунта сдвигу в ненарушенном и нарушенном состояниях.

При этом следует иметь в виду, что испытания лопастным прибором не позволяют определять раздельно величины сцепления c и угла внутреннего трения φ .

Используя данные испытаний грунта лопастными приборами для грунтов текучей и мягкопластичной консистенций, в расчетах обычно принимают, что получаемое общее сопротивление сдвигу равно сцеплению грунта. Это близко к действительности, так как для этих грунтов угол внутреннего трения очень мал.

Испытания грунтов лопастным прибором чередуются с бурением скважины, необходимость крепления которой определяется состоянием проходимых грунтов. Глубина испытаний обычно ограничивается 10—12 м. Бурение скважины заканчивают выше отметки очередного испытания, с тем чтобы крыльчатка при испытании находилась ниже забоя скважины не менее чем на 5 D.

Крыльчатку, опущенную в забой скважины на штангах, вдавливают (или забивают) в грунт до заданной глубины испытания. Вращают крыльчатку с помощью специального устройства — головки, устанавливаемой над устьем скважины и соединяемой с крыльчаткой штангами.

Вращая крыльчатку со скоростью 0,1—0,2° в 1 с, производят срез грунта в ненарушенном состоянии и фиксируют значение максимального крутящего момента. Многочисленные испытания лопастными приборами в разных странах показали, что погружение в грунт тонкой лопасти существенно не нарушает структуру грунта.

После окончания испытания по определению сопротивления грунта сдвигу производят пять-шесть полных оборотов крыльчатки и фиксируют значение крутящего момента, соответствующее прочности грунта на сдвиг в нарушенном состоянии. Затем прибор снимают, крыльчатку и штанги извлекают, а скважину доуглубляют для последующего испытания.

В тех случаях, когда срез грунта крыльчаткой происходит по полной поверхности цилиндра, сопротивление грунта сдвигу τ , кгс/см², определяется по формуле

$$\tau = M_{\max}/B, \quad (12)$$

где M_{\max} — максимальный крутящий момент, кгс·см; B — постоянная, зависящая от ширины лопасти D и высоты H крыльчатки, см³, которая определяется по формуле

$$B = \frac{\pi D^2 H}{2} \left(1 + \frac{D}{3H} \right). \quad (13)$$

Чувствительность грунта находят как отношение сопротивлений грунта сдвигу в ненарушенном и нарушенном состоянии или отношение максимального крутящего момента к моменту, зафиксированному после пяти—шести полных оборотов крыльчатки.

По степени чувствительности глинистые грунты подразделяют на малочувствительные (чувствительность 1—4), чувствительные (чувствительность 4—8), сверхчувствительные (чувствительность более 8).

В настоящее время испытания грунтов на срез крыльчатками применяются достаточно широко. Опишем наиболее распространенные лопастные приборы.

С 1971 г. Московским заводом строительных машин Главстроймаша Министерства строительного, дорожного и коммунального машиностроения начат серийный выпуск переносной установки СП-52 для испытания грунтов на сдвиг в полевых условиях, разработанной ГПИ Фундаментпроект (рис. 21).

Крестообразная лопасть (крыльчатка) установки опускается в скважину на штанге, собираемой из отдельных звеньев с помощью соединительных муфт. Соосность положения штанги с крыльчаткой относительно скважины осуществляется центрирующими шайбами. Прибор для создания и измерения крутящего момента состоит из головки, закрепляемой в станине с помощью зажимного устройства, и штурвала. Основанием станины является кольцевая плита, положение которой над устьем скважины фиксируется с помощью шпилек.

Установка СП-52 снабжена комплектом сменных крестообразных лопастей диаметром 60, 80 и 100 мм, высотой соответственно 120, 160 и 200 мм и рассчитана на создание максималь-

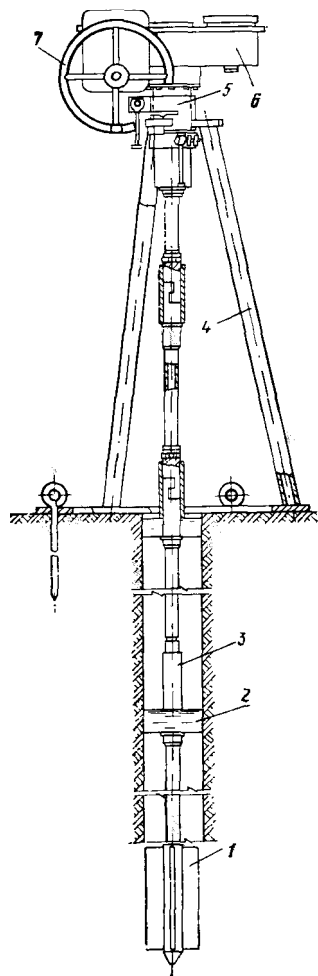


Рис. 21. Установка СП-52 для полевых испытаний грунтов на сдвиг в скважинах

1 — крестообразная лопасть (крыльчатка); 2 — шайба, центрирующая положение штанг в скважине; 3 — штанга; 4 — станина; 5 — зажимное устройство для фиксации положения измерительной головки; 6 — измерительная головка; 7 — колесо для вращения лопасти

ного крутящего момента 1800 кгс·см. Комплект звеньев штанг позволяет проводить испытания на глубине до 15 м. При нормальном вращении маховика скорость вращения крыльчатки составляет 0,1—0,2° в 1 с.

Крестообразные лопасти достаточно больших размеров изготовлены из тонких пластин (толщина пластин соответственно размерам крыльчаток составляет 2, 3 и 4 мм). Это позволяет считать, что при вдавливании крыльчатки в грунт ниже забоя скважины естественное состояние грунта до проведения испытания не нарушается.

В зависимости от размеров D и H крыльчатки лопастного прибора описанной конструкции можно испытывать глинистые грунты со следующим сопротивлением сдвигу τ :

D , мм	100	80	60
H , мм	200	160	120
τ , кгс/см ²	0,5	1	2,4

В достаточно прочных грунтах с общим сопротивлением сдвигу более 1 кгс/см² использовать лопастные приборы для оценки прочности нерационально из-за невозможности отдельного определения величины угла внутреннего трения и сцепления. Лишь в отдельных случаях они могут быть использованы для оценки относительной прочности грунтов на сдвиг.

Лопастной прибор конструкции ВНИИ транспортного строительства состоит из крыльчатки четырех типоразмеров ($D=55$ мм и $H=110$ мм; $D=75$ мм и $H=150$ мм; $D=75$ мм и $H=200$ мм; $D=100$ мм и $H=200$ мм), стержня несущего крыльчатку, штанги диаметром 34 мм, собираемой из отдельных звеньев длиной 0,5; 1,5; 2,5 и 3 м, соединительных муфт длиной 81 мм (иногда для соединения звеньев штанги применяют коническую резьбу), центрирующих муфт диаметром 74 и 111 мм, а также оперативного столика, состоящего из головки прибора и опорных стоек. При проведении испытаний головка прибора крепится к стойкам зажимами. Для дополнительного крепления прибора использовали тросовые оттяжки, присоединяемые к косякам. Необходимо отметить, что испытания грунтов вращательным срезом длительное время различными организациями выполнялись по различным методикам (разные размеры крыльчаток, установки для придания вращательного движения, скорости вращения, системы измерений и т. д.). Большую организующую роль в единообразии проведения таких испытаний и интерпретации получаемых результатов сыграло введение в действие с 1977 г. ГОСТ 21719—76 «Грунты. Метод полевого испытания вращательным срезом».

Рассмотрим основные положения этого документа. Испытания вращательным срезом должны выполняться только в глинистых грунтах, илах, а также заторфованных грунтах. В песчаных грунтах, глинистых, находящихся в твердом состоянии, а также в скальных грунтах испытания не должны выполняться.

Испытания вращательным срезом в сочетании с другими видами испытаний должны выполняться для определения: сопротивления сдвигу грунтов естественного и нарушенного состояний;

показателя структурной прочности грунтов в массиве; однородности свойств грунтов по площади и глубине; сравнительной оценки состояния и свойств грунтов.

Весьма важным положением ГОСТа является установление единообразия типоразмеров основного рабочего органа прибора в зависимости от вида и состояния грунта. При испытаниях илов, заторфованных грунтов, торфов и глинистых грунтов текучей и текучепластичной консистенций следует применять большую крыльчатку (табл. 14); при испытании глинистых грунтов

Т а б л и ц а 14

Параметры	Значения параметров при типе крыльчатки		
	малая	средняя	большая
Размеры крыльчатки, мм:			
высота	120	150	200
ширина (диаметр)	60	75	100
толщина лопастей (не более)	2	2,5	3
Постоянная крыльчатки B , см ³	790	1545	3660
Размеры штанги, мм:			
наружный диаметр (не более)		33,5	
длина		500; 1500; 3000	

мягкопластичной и текучепластичной консистенций, а также уплотненных торфов — среднюю крыльчатку; при испытании глинистых грунтов тугопластичной и мягкопластичной консистенций и заторфованных грунтов — малую крыльчатку.

Подготовленную колонну штанг с центраторами и крыльчаткой опускают на забой скважины и вдавливают в грунт из расчета заглубления крыльчатки на 0,1—0,5 м ниже забоя. При испытании с земной поверхности крыльчатку плавно вдавливают вертикально в грунт до требуемой глубины.

Максимальный крутящий момент (M_{\max}) определяют вращением крыльчатки с угловой скоростью 0,2—0,3 град/с (2—3 рад/мин). Продолжая вращать крыльчатку с угловой скоростью 2—3 град/с (20—30 рад/мин) до двух—трех полных оборотов, определяют значение установившегося крутящего момента $M_{\text{уст}}$.

При испытаниях с поверхности земли для учета влияния трения штанг и стержня, на котором закреплена крыльчатка, на расстоянии 0,5—1 м от точки испытания на ту же глубину погружают колонну штанг со стержнем крыльчатки (без лопастей) и определяют величину крутящего момента.

Сопротивление грунта сдвигу τ , кгс/см², следует вычислять на основании исходных данных по формулам:

для грунта естественного сложения

$$\tau_{\max} = \frac{M_{\max} - M_0}{B}; \quad (14)$$

для грунта нарушенного сложения

$$\tau_{\text{уст}} = \frac{M_{\text{уст}} - M_0}{B}. \quad (15)$$

Показатель структурной прочности грунта в массиве P_c необходимо определять как отношение значений сопротивления грунта сдвигу в естественном τ_{\max} и нарушенном сложении $\tau_{\text{уст}}$:

$$P_c = \tau_{\max} / \tau_{\text{уст}}. \quad (16)$$

Прочность структурных связей глинистых грунтов в массиве оценивают следующим образом:

$P_c = 1$...	прочность	структурных	связей	отсутствует
$1 < P_c \leq 2$...	»	»	»	низкая
$2 < P_c \leq 5$...	»	»	»	средняя
$P_c > 5$...	»	»	»	высокая

Частные значения τ_{\max} следует использовать для сравнительной оценки состояния и свойств грунтов и выявления их однородности по площади и глубине.

Следует отметить, что в зарубежной практике исследования прочности слабых глинистых грунтов лопастными приборами получили в последние годы очень широкое распространение. В США имеется стандарт ASTM Д-2573, которым, в частности, отношение высоты лопасти к ее ширине (диаметру) установлено равным 2, а скорость вращения крыльчатки 0,1 об/с.

Получаемое при лопастных испытаниях сопротивление сдвигу не имеет строгого теоретического обоснования, и при использовании его в практических расчетах возникает вопрос о необходимости введения поправочных коэффициентов.

Л. Бьеррум [7] проанализировал 14 хорошо документированных случаев разрушения насыпей на глинистых основаниях, для которых имелись данные лопастных испытаний. На основе расчетов устойчивости по круглоцилиндрическим поверхностям

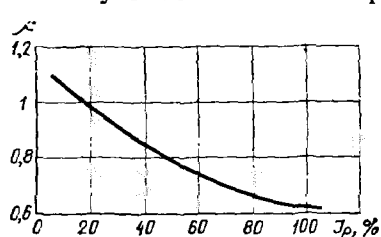


Рис. 22. Поправочный коэффициент μ для определения сопротивления сдвигу по результатам лопастных испытаний (по Л. Бьерруму)

скольжения (по методике $\varphi=0$) были получены корректирующие коэффициенты, которые необходимо вводить к прочности c_n при недренированных испытаниях, принимаемой равной сопротивлению сдвигу τ , определенному испытаниями лопастным прибором (рис. 22).

В соответствии с указанными исследованиями расчетное сопротивление грунта на сдвиг (c_n^p) следует определять по формуле

$$c_n^p = \mu c_n \quad (17)$$

Последующие испытания разрушенных оснований фундаментов и незакрепленных выемок другими исследователями подтвердили приемлемость первоначальных рекомендаций Л. Бьеррума.

Несмотря на отсутствие теоретического обоснования, метод лопастных испытаний рассматривается как достаточно надежный для предварительных расчетов устойчивости оснований с применением указанного выше корректирующего коэффициента.

Следует отметить, что в последние годы был проведен ряд исследований по определению анизотропии грунтов с помощью крыльчаток различных размеров (при различных соотношениях между высотой и шириной лопасти), а также крыльчаток, имеющих ромбовидную форму лопастей. Полученные данные показали перспективность таких исследований.

Представляют интерес попытки использовать лопастные испытания для определения модуля деформации грунта [63]. Разделив лопасти на вертикальные полосы и используя численное интегрирование уравнений Миндлина для горизонтального перемещения под действием горизонтальной силы, авторы работы [63] получили следующую формулу для определения модуля деформации:

$$E = \frac{M}{\theta J_\theta D^3} \quad (18)$$

где M — крутящий момент при угле поворота θ (рад); D — ширина (диаметр) лопасти; J_θ — коэффициент влияния, который определяется по составленному автором графику в зависимости от отношения H/D , где H — высота лопасти.

При $H/D=2$, принятом ГОСТ 21719—76, $J_\theta=2$ (минимальное заглубление верха лопасти от поверхности грунта составляет $5D$). Пробные расчеты по формуле (18) показали, что она дает приемлемые результаты при определении модуля деформации. Поэтому при проведении лопастных испытаний ее рекомендуется использовать. При накоплении результатов испытаний это позволит установить область применения формулы (18) (возможно, по показателю консистенции) и поправочные (переходные) коэффициенты для приведения значения получаемого таким образом модуля деформации к значению модуля деформации, получаемому по результатам испытания грунтов стандартным штампом.

Глава IV

ИССЛЕДОВАНИЕ ГРУНТОВ СТАТИЧЕСКИМ ЗОНДИРОВАНИЕМ

1. Общие положения

Статическое зондирование является одним из наиболее эффективных методов исследования грунтов в условиях их естественного залегания. Этот метод начали применять в 30-х годах

в Голландии. В настоящее время в Голландии (на стадии как технического проекта, так и рабочих чертежей) длина и несущая способность забивных свай для свайных фундаментов определяются по результатам статического зондирования. В последние годы динамические формулы для определения несущей способности свай не применяются. Испытания свай статической нагрузкой не производятся даже для наиболее высоких зданий. Лишь в особых случаях или при применении свай новой конструкции возникает необходимость в испытаниях их статической нагрузкой [49].

Благодаря возможности быстрого и экономичного исследования грунтов метод статического зондирования нашел широкое применение во многих странах Европы, а также в Австралии, Японии и США. Зондирование производят вдавливанием в грунт конуса на штангах, свободно перемещающихся в трубе, погружаемой одновременно с конусом. Наружный диаметр трубы равен диаметру основания конуса. Вдавливание штанг с конусом и трубы производят домкратом, при этом измеряют сопротивление грунта погружению конуса и общее усилие, необходимое для погружения конуса и трубы.

В дальнейшем наряду с механическими зондирующими установками, в которых усилие от конуса к измерительному устройству передается через штангу, были разработаны установки с тензометрическими датчиками у конуса и автоматической записью сопротивления грунта погружению конуса. Были также разработаны, по предложению Бегемана [48], наконечники зондов, в которых над основанием конуса располагается подвижная муфта трения того же диаметра (36 мм), что и основание конуса, в результате чего появляется возможность измерять сопротивление грунта трению на участке боковой поверхности зонда.

В СССР статическое зондирование нашло широкое применение с начала 60-х годов. Этому способствовали два фактора. Во-первых, вследствие начавшегося широкого применения свайных фундаментов появилась необходимость в достаточно надежном методе определения несущей способности свай. Во-вторых, развернувшееся в стране строительство новых предприятий и сооружений все чаще приходилось вести на считавшихся ранее непригодными для строительства слабых грунтах. Отбор ненарушенных образцов таких слабых грунтов для лабораторных исследований был практически невозможен. Это потребовало использования метода исследования свойств грунтов в условиях их естественного залегания. Таким методом стал метод статического зондирования.

В результате проведенных работ по разработке и использованию метода статического зондирования в 1967 г. в СНиП II-Б.5-67 «Свайные фундаменты. Нормы проектирования» была включена рекомендация по определению несущей способности свай по данным статического зондирования. В 1972 г. были ут-

верждены «Указания по зондированию грунтов для строительства» (СН 448—72), а в 1974 г. — ГОСТ 20069—74 «Грунты. Метод полевого испытания статическим зондированием».

Международной организацией по механике грунтов и фундаментостроению (МОМГиФ) была создана Европейская комиссия по стандартизации зондирования. Этой комиссией разработаны рекомендательные европейские стандарты на зондирование, которые были утверждены исполкомом МОМГиФ в 1977 г. Разработка рекомендательного стандарта на статическое зондирование стала возможной благодаря тому, что, несмотря на большое разнообразие имеющихся в разных странах установок для статического зондирования, основные параметры их зондов такие же, как и в первых голландских установках, а именно: площадь основания конуса 10 см^2 , угол при вершине конуса 60° , диаметр зонда 36 мм.

2. Установки, применяемые для статического зондирования грунта

Одна из первых голландских установок для статического зондирования, показанная на рис. 23, послужила прообразом большинства современных установок. Эта установка состоит из основания и двух стоек, прикрепленных к настилу с противовесом из насыпного грунта. По стойкам с помощью ручной лебедки перемещается платформа, в которой закреплен домкрат. Домкрат вдавливающим устройством погружает в грунт трубу диаметром 36 мм и находящуюся внутри трубы штангу диаметром 15 мм. На конце штанги закреплен конус, имеющий площадь основания 10 см^2 и угол при вершине 60° . Усилие, необходимое для вдавливания трубы и штанги, измеряют соединенным с домкратом манометром через каждые 20 см глубины зондирования. Когда домкрат передает усилие непосредственно на вдавливающее устройство, труба и конус погружаются в грунт одновременно. Если домкрат передает усилие поршня только на штангу, то погружается лишь конус, при этом перемещение штанги относительно трубы — ограничено — 10 м.

Установка позволяет измерять суммарное сопротивление вдавливанию (состоящее из сопротивления грунта трению на поверхности трубы и сопротивления грунта погружению конуса) и сопротивление грунта погружению конуса. По разности этих сопротивлений определяют сопротивление грунта трению на поверхности трубы.

Результаты испытаний представляют в виде двух графиков (обычно совмещаемых на одном чертеже), которые отображают: первый — сопротивление грунта под острием, кгс/см^2 , в зависи-

мости от глубины зондирования; второй — общее сопротивление трению при погружении трубы до данной глубины, выраженное в кгс или тс.

При использовании первой голландской установки для статического зондирования требовалось производство весьма трудоемких работ по ее анкеровке.

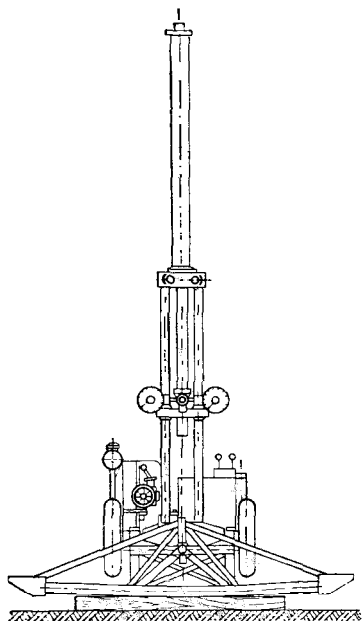


Рис. 24. Современная самоходная голландская установка на усилии вдавливания 10 тс

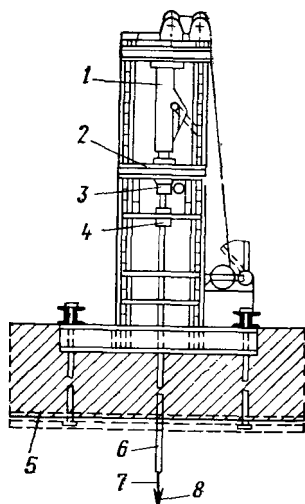


Рис. 23. Одна из первых голландских установок для статического зондирования грунта

1 — домкрат; 2 — платформа; 3 — вдавливающее устройство; 4 — соединительная муфта; 5 — настил из насыпного грунта; 6 — труба диаметром 36 мм; 7 — штанга диаметром 15 мм; 8 — конус

Анкеровку одной из современных голландских установок для статического зондирования (рис. 24) производят с помощью винтовых свай. Диаметр труб для зондирования и площадь основания конуса те же, что и у первой установки, приведенной на рис. 23, усилие вдавливания до 10 тс.

Имеется и более мощная голландская зондировочная установка на прицепе с усилием вдавливания до 17,5 тс. Она включает в себя вдавливающее устройство, двигатель с насосами и раму. Вдавливающее устройство состоит из двух гидравлических цилиндров двойного действия и расположенных между ними двух штоков с измерительными манометрами, из которых один—

для низких давлений 0—2000 кгс, а другой — для высоких давлений 0—20000 кгс. Манометр для низких давлений специальными клапанами автоматически защищен от перегрузки.

Зонд — обычной конструкции с наконечником (головкой) механического типа (рис. 25). На установке смонтированы дизельный двигатель воздушного охлаждения мощностью 11 л. с. и

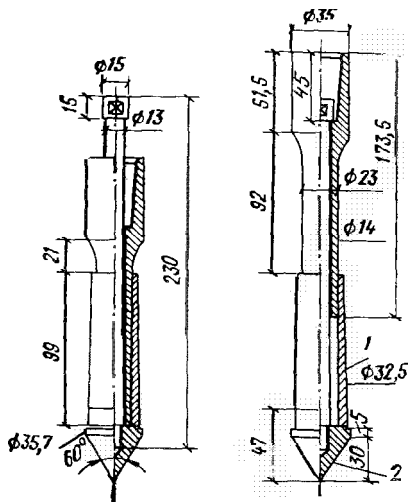


Рис. 25. Наконечник механического типа, применяемый на голландских установках (размеры даны в мм)

1 — кожух; 2 — конус



Рис. 26. Шведская зондировочная установка с беспроводной передачей сигнала от наконечника к записывающей аппаратуре

гидравлический насос с изменяющейся выходной мощностью. Анкерные сваи длиной 2 м имеют взаимозаменяемые лопасти диаметром 200, 300 и 420 мм. Сваи завинчиваются с помощью механического привода.

Особенностью установки является возможность вращения штанг, облегчающее прохождение плотных прослоек грунта при зондировании.

Серия современных зондировочных установок, разработанных Шведским геотехническим институтом, получила название «Тимбер Бир». Установки монтируют на малогабаритных гусеничных и колесных тракторах. Эти установки имеют многоцелевое назначение и помимо статического зондирования выполняют зондирование по шведскому методу с пригрузкой, бурение скважин с отбором образцов. Установки имеют систему записи результатов зондирования.

Одна из шведских зондировочных установок (рис. 26) смонтирована на малогабаритном гусеничном тракторе высокой проходимости. Особенностью установки является использование беспроводной передачи сигнала от наконечника зонда к записывающей аппаратуре. Это достигается за счет того, что в наконечнике зонда смонтирован передатчик сигналов, а в записывающей аппаратуре — приемник сигналов.

Голландская зондировочная установка «Хисон 20-Т» смонтирована на трехосном грузовом автомобиле с расположением вдавливающего устройства и зондировочной колонны по центру тяжести автомобиля. Усилие вдавливания — до 20 тс, а усилие на подъем штанг — до 25 тс. Скорость вдавливания благодаря наличию шестеренчатого гидравлического насоса с тремя передаточными отношениями может меняться от 2 до 15 см/с, а скорость извлечения зонда — от 1,3 до 10 см/с.

Установка имеет комплект зондировочных штанг диаметром 36 мм с механическими и тензометрическими наконечниками и аппаратуру для записи результатов зондирования. При применении тензометрических наконечников в процессе зондирования записываются сопротивление грунта конусу зонда и боковое трение грунта по тензометрической поверхности зонда. Полное сопротивление зонда при вдавливании его в грунт определяется по манометру. На установке смонтированы три гидравлических домкрата с винтовыми погружателями, служащих для завинчивания анкерных свай в грунт в тех случаях, когда усилия от действия собственного веса автомобиля с пригрузкой недостаточно. Установка может быть использована для бурения скважин и отбора проб грунта диаметром до 125 мм.

На таких установках последнего выпуска результаты зондирования выдаются печатающим устройством, данные с которого передаются в ЭВМ для обработки результатов зондирования и выдачи готовых графиков зондирования. Аналогичными устройствами оборудованы и установки голландской фирмы «Футро».

Установка «Пенетроматик» итальянской фирмы «Белладонна» смонтирована на автомобиле высокой проходимости; ее усилие вдавливания — до 20 тс; вдавливающее и анкерующее устройства приводятся в действие от двигателя автомобиля.

Зонд установки диаметром 36 мм снабжен тензометрическим наконечником. Чувствительные элементы, расположенные в наконечнике зонда, обеспечивают замер сопротивления грунта конусу зонда, трения грунта по боковой поверхности чувствительной части наконечника и отклонения наконечника зонда от вертикали (с помощью инклинометра). Записывающая аппаратура обеспечивает запись всех этих величин, при этом масштаб записи может меняться в широких пределах. Чувствительные элементы нескольких типов обеспечивают замер сопротивлений грунта конусу зонда в пределах 0—100, 0—400 и 0—700 кгс/см². Установка «Пенетроматик» обслуживается двумя операторами.

Во Франции фирмой «Sol—Essais» («Испытания грунтов») для статического зондирования грунта применяются установки с гидравлическим зондом без центральной штанги. На конце зонда имеется цилиндр с поршнем (рис. 27). На этом поршне закреплен зондировочный конус. Давление грунта на основание конуса при его погружении передается через поршень маслу в цилиндре. Давление масла измеряется манометром, установленным у поверхности земли. Система заполняется маслом с помощью ручного насоса. Погружение зонда производят гидравлическим домкратом. Имеется несколько модификаций такого пенетromетра: диаметром 45, 75 и 110 мм. При зондировании измеряют сопротивление конуса погружению в грунт и общее сопротивление зонда. На рис. 28 показан наконечник установки для статического зондирования с электротензометром, разработанный и используемый голландской фирмой «Фугро».

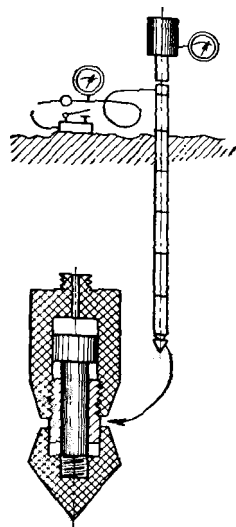


Рис. 27. Деталь французской установки с гидравлическим наконечником зонда

В связи с использованием механических и тензометрических наконечников возникает вопрос о сопоставимости результатов зондирования теми и другими. Иногда высказываются сомнения в надежности измерения сопротивления грунта погружению конуса с передачей усилия через штанги в связи с возможным их изгибом и возникающим трением между штангами и защитной трубой зонда. Поэтому представляют интерес исследования грунтов, проведенные фирмой «Фугро» на одной и той же площадке установками с механическим и тензометрическим наконечниками. На рис. 29 приведены графики одного из таких испытаний. Как видно из этих графиков, результаты зондирования почти полностью совпадают, несмотря на высокое сопротивление погружению конуса, составляющее более 200 кгс/см^2 .

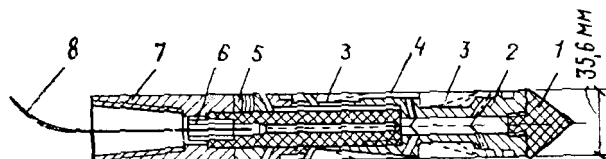


Рис. 28. Наконечник с электротензометром для установки статического зондирования грунта фирмы «Фугро»

1 — конус (площадь основания 10 см^2); 2, 3 — упругий элемент с датчиком; 4 — муфта трения; 5 — регулировочное кольцо; 6 — уплотнение; 7 — замок для соединения со штангой; 8 — кабель

Проведенные фирмой исследования позволили ей сделать вывод о том, что никаких поправочных коэффициентов к данным, полученным на установках с механическим наконечником, вводить не следует.

Указанной фирмой установки с тензометрическими датчиками применяются в основном для измерения сопротивления грунта погружению конуса (на усилие до 5 тс). Вместе с тем разра-

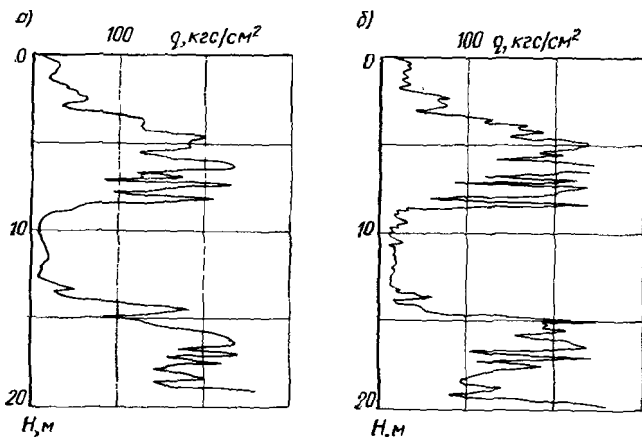


Рис. 29. Графики зондирования механическим (а) и тензометрическим (б) наконечниками

ботан и наконечник для одновременного независимого измерения (записи) сопротивления грунта погружению конуса и местного бокового трения. Муфта трения расположена непосредственно над конусом и имеет (как и у наконечника, предложенного Бегеманом) площадь боковой поверхности 150 см^2 .

При зондировании зондами диаметром 36 мм на большую глубину возможны значительные отклонения зонда от вертикали, что неоднократно наблюдалось при различных исследованиях. В связи с этим фирма «Фугро» в последнее время применяет тензометрические наконечники, в которые вмонтированы небольшие инклинометры (рис. 30). Автоматический выключатель соединяет инклинометр с самописцем при каждом наращивании зонда (через 1 м). На диаграмме зондирования самописец чертит на соответствующих глубинах линии, отображающие в определенном масштабе отклонения зонда. На рис. 31 показаны результаты зондирования и отклонения зонда [56].

Оценивая механические и тензометрические наконечники, фирма «Фугро» приводит следующие данные. Результаты измерений тензометрическими наконечниками несколько точнее, чем механическими, особенно в слабых грунтах. Стоимость тензо-

метрических наконечников в 15—20 раз выше, чем механических, а для их обслуживания (с записью результатов) требуются специалисты более высокой квалификации.

В зондах с тензометрическим наконечником нет внутреннего стержня, в связи с чем возможны большие отклонения зонда от вертикали. Поэтому тензометрические наконечники должны

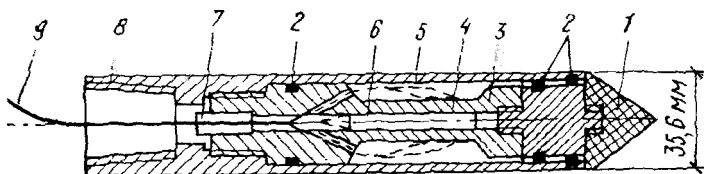


Рис. 30. Тензометрический наконечник для зондирования с инклинометром

1 — конус (площадь основания 10 см²); 2 — манжеты; 3, 4 — упругий элемент с датчиком; 5 — защитная оболочка; 6 — инклинометр; 7 — уплотнение; 8 — замок для соединения со штангой; 9 — кабель

быть оборудованы также и инклинометром. Для обеспечения необходимой точности измерений тензометрические наконечники изготавливаются фирмой трех модификаций: на давления 750, 5000 и 10000 кгс. Для определенного зондирования необходимо предварительно выбирать один из трех наконечников, а замена наконечника на зонде является довольно трудоемкой операцией.

Оценивая в целом применение механических и тензометрических наконечников, следует отметить, что практика показывает необходимость использования и тех и других наконечников в зависимости от различных условий.

Одним из недостатков установок для статического зондирования является невозможность прохождения даже тонких прослоек и включений твердых пород в геологическом разрезе. В связи с этим в ряде стран разработаны комбинированные установки статического и динамического зондирования. Так, норвежской фирмой «Жеонор» разработана комбинированная установка на колесном тракторном шасси, которая позволяет выполнять как зондирование (статическое и динамическое), так и бурение скважин для взятия образцов грунта и испытаний грунта лопастным прибором. На рис. 32 показана французская установка для статического и динамического зондирования. Статическое зондирование производится тензометрическим наконечником. При достижении твердого прослойка и максимального сопротивления зондирования включается виброударная динамическая система без предварительного извлечения наконечника. Конструкция наконечника обеспечивает восприятие этих динамических нагрузок.

Заканчивая на этом обзор применяемого за рубежом оборудования, отметим, что в практике имеется тенденция разработ-

ки как комбинированных установок, позволяющих производить и зондирование и бурение скважин для различных видов исследований грунтов, так и специализированных установок статистического или динамического зондирования.

Одна из первых в СССР установок для статического зондирования со стандартным конусом (площадью основания 10 см^2 и углом при вершине 60°) была запроектирована и изготовлена Гидропроектом в 1953 г. В установке для статического зондиро-

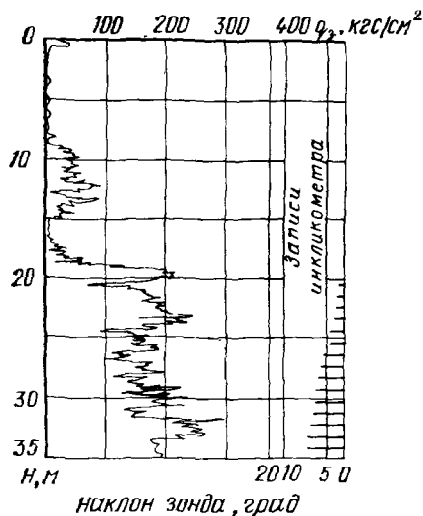


Рис. 31. График зондирования с записью инклинометром отклонений зонда от вертикали

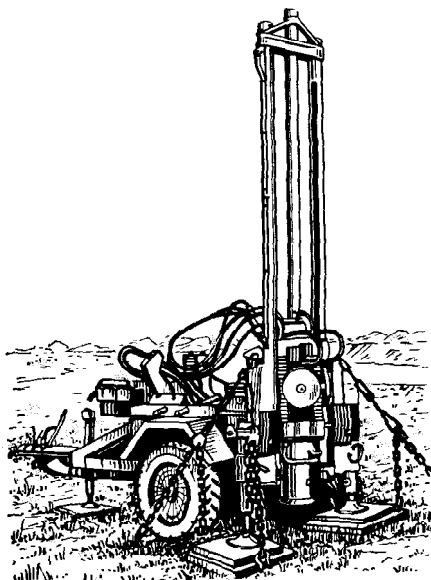


Рис. 32. Французская комбинированная установка для статического и динамического зондирования

вания Гидропроекта ЗУ-3 усилие для вдавливания конуса измеряется струнным динамометром, установленным непосредственно над конусом. Поэтому защитных труб, с помощью которых исключается обычно влияние трения по боковой поверхности штанг, не требуется. Вдавливание конуса на штангах производят винтовым домкратом вручную, усилие вдавливания достигает 10 тс. В комплект зонда входят: штанги диаметром 42 мм, конусный наконечник с площадью основания 10 см^2 и углом при вершине 60° , струнный динамометр, патрубок с радиоактивным капсюлем и счетчиком Гейгера — Мюллера, разделенными свинцовым экраном. На поверхности земли предусмотрены центральная станция для регистрации сопротивления конуса погружению в грунт и пересчетный прибор для измерения плотности грунта

методом рассеянного гамма-излучения. Таким образом, установка позволяла производить статическое зондирование и радиоактивный каротаж для определения плотности грунта. Промышленный выпуск установок Гидропроекта организован не был.

В последующем разработкой установок для статического зондирования занимались Всегингео, ГПИ Фундаментпроект, НИИпромстрой, ВНИИ транспортного строительства, ДИИТ и др.

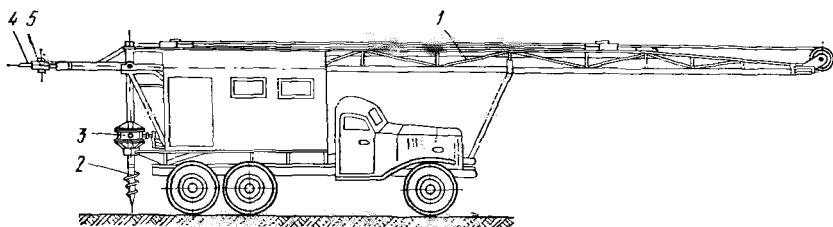


Рис. 33. Установка для статического зондирования С-832М

1 — стрела; 2 — винтовая анкерная свая; 3 — редуктор механизма завинчивания анкерной сваи; 4 — зонд; 5 — зажимное устройство

Всегингео разработана комбинированная пенетрационно-каротажная станция (СПК) для статического зондирования и радиоактивного каротажа [33]. Станция состоит из установки для погружения вдавливанием измерительных зондов, смонтированной на шасси автомобиля ЗИЛ-157, и лаборатории (на автомобиле КАВЗ-663) для обработки поступающей от измерительных зондов информации и записи ее в виде непрерывных диаграмм.

Максимальная глубина зондирования 25 м, усилие вдавливания 11,8 тс. В комплект установки входят два измерительных зонда диаметром 62 мм. Один зонд имеет три датчика: два электротензометрических — для измерения сопротивления грунта погружению наконечника и трения грунта по цилиндрическому кожуху и один датчик гамма-гамма-каротажа — для определения плотности грунта. Второй зонд включает датчик нейтрон-нейтронного каротажа для исследования влажности грунтов и датчик гамма-каротажа. Промышленный выпуск этих установок также не организован.

Промышленностью изготавливаются установка С-832М конструкции НИИпромстроя и установки С-979 и СП-59 конструкции ГПИ Фундаментпроект.

Установка для статического зондирования С-832М смонтирована на автомобиле ЗИЛ-131 (рис. 33). Для крепления установки и восприятия реактивной нагрузки вдавливания имеются две анкерные винтовые сваи, которые погружаются в грунт гидравлическим двигателем через червячные редукторы.

Гидравлический цилиндр вдавливания зонда установлен на стреле, поднимающей из транспортного положения в рабочее гидравлически. Максимальная глубина зондирования составляет 21 м, максимальное усилие вдавливания 13,6 тс. Диаметр штанги зонда 34 мм, площадь основания конуса 10 см², угол при вершине конуса 60°. Наконечник зонда установки С-832М (рис. 34) предназначен для измерения сопротивления грунта погружению конуса и местного трения с помощью муфты с площадью боковой поверхности 350 см².

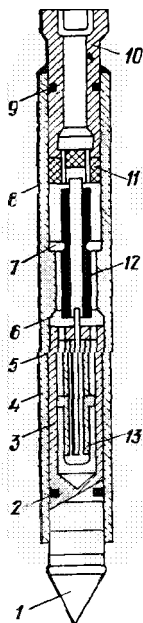


Рис. 34. Наконечник зонда установки для статического зондирования грунта С-832М

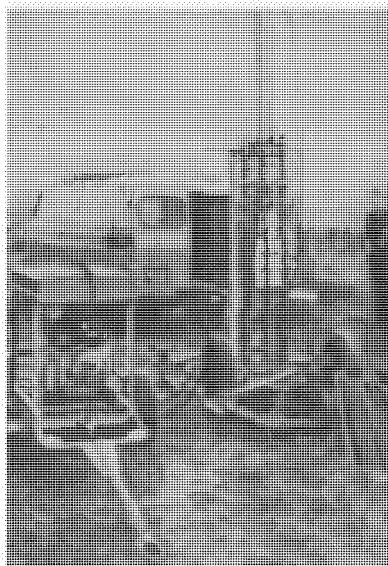


Рис. 35. Установка для статического зондирования С-979

1 — конус; 2, 9 — манжеты; 3 — цилиндр; 4 — упругий элемент с датчиком, воспринимающим усилие от конуса и преобразующим его в электрический сигнал; 5 — направляющая шайба; 6 — ограничительное кольцо; 7 — упругий элемент с датчиком, воспринимающим усилие от цилиндра и преобразующим его в электрический сигнал; 8 — теплоизоляционный упор; 10 — муфта для соединения со штангой; 11 — подъемник; 12 — упорный шток, передающий усилие при вдавливании через упругие элементы на цилиндр и датчик; 13 — шарик

Штанги во время опускания зонда автоматически зажимаются специальным устройством, находящимся на конце штока; устройство скользит по штанге до верхнего положения. Для избежания прогиба штанги при вдавливании в плотные грунты

предусмотрена направляющая втулка-кондуктор. Закрепленная на траверсе, она при зондировании находится на поверхности земли.

Подъем и опускание стрелы, вдавливание и выдергивание зонда, а также завинчивание и вывинчивание анкерных свай производит оператор с пульта управления. Скорость вдавливания зонда до 3 м/мин.

Соппротивление грунта погружению конуса и трение по боковой поверхности муфты воспринимаются специальными электро-тензометрическими датчиками и автоматически фиксируются в виде графиков двумя самопишущими приборами МС-03. Измерительная аппаратура через специальный преобразователь питается от аккумуляторов автомобиля. Диапазон измерений: сопротивления конуса зонда на трех шкалах — 0—50, 0—200 и 0—300 кгс/см²; трения по муфте на трех шкалах — 0—1, 0—3 и 0—9 кгс/см². Погрешность измерений не более 2,5%.

Разработанная ГПИ Фундаментпроект и изготавливавшаяся серийно Московским заводом строительных машин передвижная установка для статического зондирования С-979 (СП-36), показанная на рис. 35, состоит из трех основных частей: зонда, вдавливающего устройства и измерительной аппаратуры.

Зонд состоит из стальных труб диаметром 36/20 мм, штанг диаметром 18 мм и наконечника. Наконечник с конусом площадью основания 10 см² (диаметр основания конуса 36 мм, угол при вершине 60°) принят одинаковым на установках С-979 и СП-59. Колонна штанг зонда собирается из секций длиной 1 м. Вдавливающее устройство состоит из гидравлического домкрата двойного действия и давяльной головки, которые смонтированы на двух стойках, установленных на общей раме. Давление в домкратах создается маслonaсосной станцией, смонтированной на отдельном одноосном шасси.

Конструкция зонда позволяет измерять отдельно сопротивление грунта погружению конуса и общее сопротивление грунта вдавливанию зонда. Сопротивление грунта по боковой поверхности зонда определяется как разность измеренных сопротивлений.

Сопротивление грунта погружению конуса измеряется динамометром ДОСМ-5 с мессурой, рассчитанным на максимальное усилие 5 тс. Общее сопротивление грунта погружению зонда определяется по давлению в гидравлической системе установки, измеряемому манометром. Вся установка смонтирована на одноосном шасси. Анкеровка установки при работе производится с помощью четырех винтовых свай, погружаемых вручную или специальной установкой для завинчивания винтовых свай (УЗВС). Максимальная глубина зондирования 15 м, максимальное усилие вдавливания 10 тс.

Установка для статического зондирования СП-59 (рис. 36) выпускалась до 1978 г. Московским заводом строительных машин, а с 1978 г. выпускается Орским заводом строительных ма-

шин. Установка смонтирована на базе трактора Т-16М и состоит из механизма для завинчивания анкерной сваи (вращателя), зонда, вдавливающего и измерительного устройств и гидравлической системы.

Максимальный крутящий момент вращателя 625 кгс·м, число оборотов 5—6 в 1 мин. Анкерная свая имеет сменные лопасти диаметром 250 и 350 мм. Центральный канал лопасти является

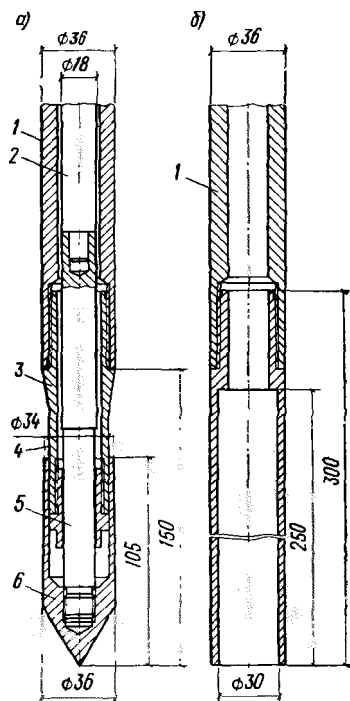
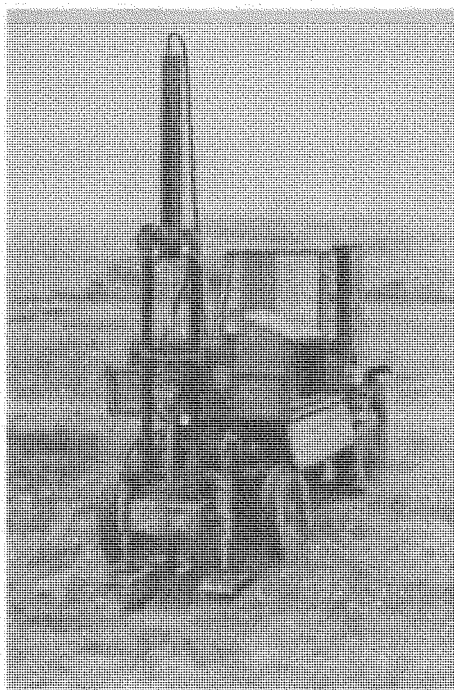


Рис. 36. Установка для статического зондирования СП-59

Рис. 37. Наконечники зонда установки для статического зондирования СП-59

а — конический наконечник для зондирования; *б* — дополнительный наконечник для очистки ствола винтовой сваи; 1 — наружные звенья зонда; 2 — внутренние звенья зонда; 3 — нижнее звено; 4 — направляющая нижнего звена; 5 — внутренний стержень; 6 — конусный наконечник

направляющим кондуктором при вдавливании зонда. Зонд (рис. 37, *а*) собирается из секций длиной 1 м. Наружные звенья зонда изготовлены из труб 36×8 мм (марка стали 30ХГСА) и соединяются между собой на резьбе. Внутренние звенья зонда изготовлены из стержней диаметром 18 мм (марка стали 45) и соединяются между собой на скользящей посадке. Нижнее короткое звено зонда имеет зондирующий конусный наконечник, соеди-

ненный с внутренним стержнем. Конус наконечника скользит по направляющей нижнего звена и имеет свободный ход до 40 мм. Зонд дополнительно снабжается наконечником из труб диаметром 36 мм (рис. 37, б), используемым для продавливания грунтовой пробки в стволе анкерной сваи, образующейся иногда при завинчивании сваи в песчаные грунты. Зонд погружается в грунт гидравлическим домкратом вдавливающего устройства через измерительную головку, которая позволяет одновременно и непрерывно измерять сопротивление грунта вдавливанию конуса и сопротивление грунта трению по боковой поверхности зонда.

Диапазон измерений: усилий под зондом — 0,1—5 тс, усилий на боковой поверхности зонда — 0,1—10 тс. Погрешность измерений не более 2%.

Гидравлическая система установки работает от гидравлического насоса шестеренчатого типа НШ-10Е, приводимого в действие от коробки отбора мощности базового двигателя трактора Т-16М. Пульт управления установкой расположен в кузове шасси. Техническая характеристика установки СП-59 приведена ниже.

Глубина зондирования, м	до 20
Максимальное усилие вдавливания зонда, тс	10
Скорость вдавливания зонда, м/мин	до 2
Габаритные размеры, мм:	
длина	4150
ширина	1460
высота в рабочем положении	3700
» » транспортном положении	2500
Масса, кг:	
навесного оборудования	900
общая	2700

С 1981 г. Орским заводом строительных машин по чертежам ГПИ Фундаментпроект начат напуск установок для статического зондирования СП-72, смонтированных на базе автомобиля ЗИЛ-157, что значительно повысило мобильность установок. Установки СП-72 снабжены аппаратурой для автоматической записи результатов зондирования.

Наряду с серийно изготавливаемыми установками С-979 и СП-59 ГПИ Фундаментпроект использует разработанную и изготовленную им установку УЗК-7, смонтированную на шасси автомобиля ЗИЛ-131 повышенной проходимости. Зонд, как и вдавливающее устройство (гидроцилиндр), представляет собой унифицированный узел от серийной установки СП-59.

Для восприятия реактивного усилия вдавливания используется одна анкерная свая, через которую проходит зонд при зондировании грунта. В зависимости от несущей способности грунта применяют винтовую сваю с лопастью диаметром 250 или 350 мм и шагом 50 мм. Механизм для завинчивания анкерной сваи состоит из одноступенчатого червячного редуктора (пере-

даточное отношение 1:40), привод которого осуществляется гидравлическим двигателем поршневого типа 21.0.25.

Исполнительные гидравлические механизмы (вдавливающий гидроцилиндр, гидромотор) питаются от маслососа Н-403, привод которого осуществляется от транспортного двигателя автомобиля. Максимальная глубина зондирования 20 м.

Наряду со специализированными установками для статического зондирования представляют интерес различные комбинированные установки. В частности, Уральским трестом инженерно-строительных изысканий создан и изготовлен комплекс бурового и опытного оборудования на базе буровой установки УГБ-50М. Установка оснащена набором приставок и инструментов, позволяющих производить: статическое и динамическое зондирование, бурение дудок и скважин под штампы площадью 600 см², бурение и обустройство скважин для определения плотности и влажности грунтов, опытные откачки. Приставка для статического зондирования массой 140 кг имеет зонд стандартных размеров.

Следует отметить, что технические характеристики серийно выпускаемых установок для статического зондирования С-832М, С-979 и СП-59 полностью отвечают требованиям ГОСТ 20069—74 «Грунты. Метод полевого испытания статическим зондированием».

3. О Европейском стандарте на зондирование

Общие положения. На состоявшемся в 1974 г. в Стокгольме Европейском симпозиуме по зондированию были обсуждены также проблемы стандартизации и выявлена необходимость проведения стандартизации оборудования. В 1975 г. исполкомом Международного общества по механике грунтов и фундаментостроению (МОМГиФ) была утверждена Комиссия по стандартизации зондирования в Европе, в которую был включен и представитель от СССР (Ю. Г. Трофименков). В течение двух лет этой комиссией были подготовлены проекты четырех стандартов: на статическое зондирование; на динамическое зондирование; на испытания на пенетрацию (SPT); на зондирование с пригрузкой (шведский метод).

На заседании исполкома МОМГиФ в июле 1977 г. в Токио по предложению председателя Комиссии Б. Бромса (Швеция) эти стандарты были утверждены в качестве рекомендательных. Имеется в виду, что в статьях, представляемых на международные конференции по фундаментостроению и в журнал МОМГиФ «Геотехника», при описании свойств грунтов следует отражать результаты зондирования хотя бы одним из стандартизированных методов с тем, чтобы результаты этих испытаний можно было легче оценить.

При стандартизации статического зондирования за основу был принят зонд, использованный в первых голландских уста-

новках (диаметром 35,7 мм), так как он получил повсеместное распространение, в том числе и в СССР (ГОСТ 20069—74).

Наибольшие трудности возникли при разработке стандарта на динамическое зондирование из-за огромного разнообразия диаметров зондов, массы молотов и высоты их падения в различных странах. Рекомендуемое стандартом оборудование и техника испытаний не имеют практически прототипа ни в одной стране и являются как бы синтезом применяемых в различных странах установок.

Метод зондирования с пригрузкой получил распространение только в Скандинавских странах и здесь не рассматривается.

Статическое зондирование состоит в погружении зонда с наконечником (головкой), позволяющим измерять сопротивление грунта конусу зонда, местное трение на участке наконечника (муфта трения) и (или) общее сопротивление трению на боковой поверхности зонда.

Головки зонда разделяются по форме на головки с простым конусом, в которых цилиндрическая часть под конусом обычно равна диаметру основания конуса, и головки с конусом и кожухом, в которых над конусом имеется слегка коническая часть (кожух) длиной более диаметра основания конуса. Головка зонда может содержать муфту трения, на которой определяется местное сопротивление трению.

Измерительное устройство включает собственно измерительные приборы и средства передачи информации от головки зонда к местам, где она регистрируется визуально или записывается.

Различают следующие измерительные установки: электрические, в которых использованы тензометрические или вибрационные датчики в головке зонда; механические, в которых используется система внутренних штанг для передачи усилия на головку зонда, и гидравлические (или пневматические), в которых в головку зонда вмонтированы гидравлические (пневматические) устройства.

Зондирование может быть непрерывным и прерывистым. При непрерывном зондировании сопротивление грунта конусу измеряется при одновременном погружении всего зонда. При прерывистом зондировании сопротивление грунта конусу измеряется при неподвижном положении зонда. При наличии муфты трения измеряется сумма сопротивлений грунта конусу и местному трению при вдавливании конуса и муфты при неподвижной остальной части головки зонда.

Рекомендуемые размеры зонда. Рекомендуемые головки (наконечники) зонда с муфтой трения и без нее приведены на рис. 38. Головка зонда на длине 1000 мм должна иметь диаметр, равный диаметру основания конуса, с допуском $-0,3$ и $+1$ мм. Часть головки зонда с муфтой трения, расположенная выше муфты, должна иметь тот же диаметр, что и муфта трения на длине 450 мм (12 диаметров) с допуском $-0,3$ мм. В остальном

головка зонда с муфтой трения должна соответствовать головке зонда без муфты.

Диаметр основания конуса 35,7 мм с углом при вершине 60°. Над конусом должна быть цилиндрическая часть высотой 5 мм. Шероховатость поверхности конуса допускается не более 5 мкм.

Диаметр муфты трения должен быть равен диаметру основания конуса с допуском $+0,35$ мм. Площадь боковой поверхности муфты, расположенной непосредственно над конусом, должна быть 150 см^2 с допуском $\pm 2\%$ (см. рис. 38).

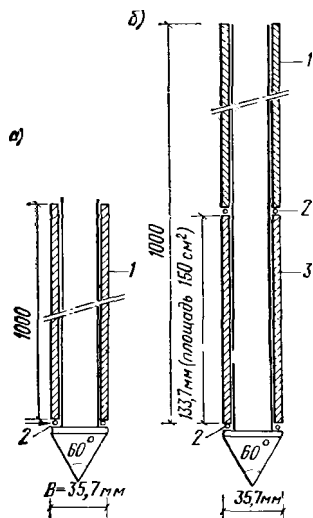


Рис. 38. Рекомендуемые накопники для зондирования по Европейскому стандарту (размеры даны в мм)

а — без муфты трения; б — с муфтой трения; 1 — штанга; 2 — зазор с уплотнителем; 3 — муфта трения

Наружные штанги зонда, если они служат для измерения общего трения, должны иметь диаметр 36 мм с допуском ± 1 мм, а диаметр внутренних штанг должен быть на 0,5—1 мм меньше внутреннего диаметра наружных штанг. Торцы внутренних штанг должны быть строго перпендикулярны оси штанг, и их поверхность должна быть тщательно отшлифована.

При большой глубине зондирования для уменьшения общего сопротивления трению можно применять снижающее трение узкое кольцо на штангах или использовать штанги меньшего диаметра. Кольцо и переход на меньший диаметр должны находиться не ближе 1000 мм от конуса.

При применении в измерительной системе записывающих устройств рекомендуется предусматривать

возможность непосредственной визуальной записи результатов.

Рекомендуемая технология испытаний. Рекомендуется метод непрерывного зондирования со скоростью 2 см/с с допуском $\pm 0,5$ см/с. Результаты зондирования записываются с интервалом не более 0,2 м. Глубина зондирования должна измеряться с точностью минимум 10 см. Точность измерений с учетом всех возможных ошибок (трение в устройствах, ошибки приборов, внештатность нагрузки, температурный фактор и др.) должна составлять 5% измеряемой величины или 1% максимального измеряемого усилия.

До начала испытания необходимо проверить прямолинейность зонда, особенно первых пяти звеньев (5 м). Проверка производится путем сборки этих звеньев, установки их вертикаль-

но на поверхности земли и вращения. Отклонение зонда от оси при вращении указывает на его непрямолинейность. Такой зонд следует перемонтировать.

Расстояние между соседними точками зондирования должно быть не менее 1 м. Перед началом зондирования должны быть тщательно проверены все зазоры и уплотнение на головке зонда.

Передача сигнала от измерительных устройств в головке зонда на поверхность должна производиться по непрерывному кабелю, который предварительно пропускается внутри штанг. При применении электрических головок зондов должна быть предусмотрена возможность температурной компенсации измерений.

При наличии манометров их калибровка производится по крайней мере 1 раз в 6 мес. В комплекте установки должно быть по два манометра каждого типа. Периодически показания используемого манометра проверяют по показаниям запасного.

Для проверки вертикальности зонда в грунте могут использоваться инклинометры, вмонтированные в головку зонда.

Регистрация результатов. Для построения графика результатов зондирования рекомендуются следующие масштабы:

глубина зондирования	1 см=1 м
удельное сопротивление грунта конусу зонда q_c	1 см=20 кгс/см ² (2 МПа)
удельное сопротивление грунта трению на муфте трения f_s	1 см=5 кгс/см ² (0,5 МПа)
общее сопротивление грунта погружению зонда Q_t	1 см=500 кгс (5 кН)
общее сопротивление грунта трению на зонде Q_{st}	1 см=500 кгс (5 кН)

Если зондирование выполнялось в соответствии со стандартом, на графике (в правом нижнем углу) ставится буква *S*, после которой ставится буква, указывающая тип установки: *M* — механическая, *E* — электрическая, *H* — гидравлическая.

В журнале зондирования (внутреннем документе организации) должны быть указаны номер головок зонда, дата и номер сертификата проверки измерительных устройств.

Отклонения от рекомендуемого стандарта. При зондировании с отклонением от рекомендуемого стандарта все отклонения должны быть четко и ясно указаны на графике. Если диаметр основания конуса и угол при вершине не соответствуют стандарту, то буква *S* на графике не ставится, а после букв *M*, *E* или *H* становится: $B=...$, $\alpha=...$, где *B*—диаметр основания конуса, α — угол при вершине.

Если муфта трения располагается не непосредственно над конусом, то минимальное расстояние от основания конуса до низа муфты должно быть равно 3 *B*.

Если площадь муфты трения не соответствует стандарту, то она не должна быть больше 350 см² и меньше 100 см². В этом

случае на графике буква S не ставится, а после буквы M , E и H указывается: расстояние муфты трения от основания конуса $h=...$, площадь боковой поверхности муфты $A_S=...$

При прерывистом зондировании минимальное перемещение конуса или муфты трения должно быть равно 0,5 диаметра основания конуса.

Рекомендуемая стандартом головка зонда отличается от употребляемых в различных странах. Поэтому в стандарте приведены находящиеся широкое применение головки зондов и им даны сокращенные обозначения. Так, головке зонда голландской установки, показанной на рис. 25, присвоено обозначение $M1$, головке зонда установки СП-59М, показанной на рис. 37, a , — $M3$, головке зонда установки С-832М, показанной на рис. 34, — E , $A_S=350$.

Для повышения точности результатов, полученных при зондировании в слабых грунтах с малым сопротивлением, рекомендуется при производстве замеров с поверхности грунта вносить поправку на массу внутренних штанг — при определении сопротивления конусу зонда и на массу внутренних и наружных штанг — при определении общего сопротивления грунта погружению зонда.

В нашей стране конструкции установок, практика проведения статического зондирования и обработка результатов весьма близки к рекомендациям этого Европейского стандарта.

4. Область применения зондирования

Область применения статического и динамического (см. также главу V) зондирования регламентирована введенными в действие с июля 1973 г. «Указаниями по зондированию грунтов для строительства» (СН 448—72), данные из которых приведены в табл. 15.

В соответствии с ГОСТ 20069—74 метод статического зондирования в сочетании с другими видами инженерно-геологических исследований грунтов следует применять для определения:

инженерно-геологических элементов (мощности, границы распространения грунтов различного состава и состояния);

однородности грунтов по площади и глубине;

глубины залегания кровли скальных и крупнообломочных грунтов;

приближенной количественной оценки характеристик грунтов (плотности, угла внутреннего трения, модуля деформации и т. д.);

сопротивления грунта под сваей и по ее боковой поверхности;

степени уплотнения и упрочнения во времени искусственно сложенных (насыпных и намывных) грунтов, выбора мест расположения опытных площадок для детального изучения физико-механических свойств грунтов.

Таблица 15

Грунты	Способ зондирования	
	динамический	статический
Мерзлые всех видов Скальные Крупнообломочные	Не допускается	
Песчаные и глинистые с содержанием крупнообломочных материалов (в % к объему)	Допускается до глубины не более 40 м	25 м
Песчаные: крупные, средней крупности, мелкие и пылеватые (влажные и мало-влажные) крупные, средней крупности и мелкие (водонасыщенные) пылеватые (водонасыщенные)	Допускается	
	Не допускается *	Допускается
Глинистые (суглинки и глины): твердые, полутвердые и тугопластичные мягкопластичные, текучепластичные и текучие	Допускается	
	Не допускается *	Допускается

* Допускается по специально разработанной методике при проведении экспериментальных работ.

Следует подчеркнуть незаменимость статического зондирования при проведении изысканий для проектирования свайных фундаментов. В соответствии со СНиП II-17-77 «Свайные фундаменты». Статическое зондирование используется при получении как предварительных данных изысканий, позволяющих проектной организации определить возможность и целесообразность применения свайных фундаментов, так и полных данных, необходимых для составления рабочих чертежей свайного фундамента.

Практика показывает, что с помощью статического зондирования можно достаточно точно определять несущую способность свай, что позволяет во многих случаях обойтись без дорогостоящих и трудоемких испытаний свай статической нагрузкой.

5. Проведение испытаний

Зондирование следует выполнять по программе, составляемой согласно требованиям СНиП II-9-78 «Инженерные изыскания для строительства. Основные положения» и действующих нормативных документов на инженерные изыскания и проектирование. В программе работ в зависимости от конкретных задач,

поставленных перед зондированием, сложности и изученности инженерно-геологических условий площадки, особенностей объектов строительства и стадии проектирования устанавливаются число точек зондирования и их взаимное расположение, глубина зондирования, а также очередность выполнения работ по зондированию и других инженерно-геологических исследований грунтов.

Глубина зондирования должна быть, как правило, не менее 10 м. Она может быть менее 10 м, но не менее 5 м при изысканиях под застройку сравнительно легкими сооружениями (малоэтажные дома, отдельные сельскохозяйственные сооружения). Глубина зондирования может также оказаться менее 10 м при близком к поверхности залегании коренных пород, а также твердых глинистых или плотных несвязных грунтов высокой несущей способности. При этом необходимо убедиться в том, что под конусом зонда действительно находится несущий слой достаточной мощности, а не тонкий прослой плотного грунта или даже отдельный валун. Убедиться в этом можно, пробуравив хотя бы одну скважину и заглубив ее в плотный слой минимум на 3 м.

При использовании зондирования для инженерных изысканий при проектировании свайных фундаментов глубину зондирования следует назначать ниже проектируемой глубины погружения нижних концов свай в нескальных грунтах, как правило, не менее чем на 5 м. При свайных кустах с нагрузкой на куст более 300 тс, а также при сплошном свайном поле под всем сооружением глубину зондирования скважин (50% общего числа) следует назначать ниже проектируемой глубины погружения нижнего конца свай, как правило, не менее чем на 10 м.

При проведении инженерных изысканий под конкретные здания и сооружения зондирование грунтов необходимо производить в пределах их контуров или на расстояниях от контуров не более 5 м. Для получения сопоставимых данных часть точек зондирования располагают на расстоянии не более 5 м от горных выработок, в которых производят отбор монолитов для лабораторных исследований и выполняют другие полевые исследования грунтов. Точка зондирования должна находиться на расстоянии не менее 1 м от границы выработки и не менее 2 м от оси испытываемой сваи. Точки зондирования закрепляют на местности временными марками. Планово-высотная привязка точек зондирования должна быть выполнена 2 раза — до и после проведения зондирования.

Установка, с помощью которой производится статическое зондирование, должна отвечать требованиям ГОСТ 20069—74. Выполняется статическое зондирование в соответствии с имеющимися для установок инструкциями по их эксплуатации. При выполнении зондирования необходимо соблюдать требования СНиП III-4-79 «Техника безопасности в строительстве», «Руководства по технике безопасности при инженерно-изыскательских

работах для строительства» (М., Стройиздат, 1971) и «Правил безопасности при геологоразведочных работах» (М., Недра, 1979).

Каждая установка должна пройти: ежегодно — полную проверку состояния измерительной аппаратуры согласно ГОСТ 2405—72, ГОСТ 15614—70, ГОСТ 9500—75; 1 раз в квартал — текущую проверку состояния установки и измерительной аппаратуры; периодически, после осуществления зондирования в 15 точках, — проверку прямолинейности и степени износа зонда.

Прямолинейность зонда проверяют путем сборки звеньев зонда в отрезки длиной не более 3 м, на ровной поверхности. Отклонение отрезка зонда от прямой линии не должно превышать 5 мм в любой плоскости по всей длине проверяемого отрезка. Аналогично проверяют сопряжение между собой оттарированных отрезков зонда. При зондировании местоположение каждого звена в зонде должно соответствовать его положению при тарировочной сборке.

Статическое зондирование следует осуществлять циклами, в состав которых входят:

равномерное вдавливание зонда с периодической — через 20 см (при резких изменениях сопротивления грунта конусу зонда — через 10 см) — регистрацией величин сопротивления грунта вдавливанию или непрерывной автоматической записью этих величин на диаграммных лентах приборов;

поднятие штока домкрата (или захватывающего устройства) в верхнее положение и наращивание (по мере необходимости) следующего звена штанг.

Глубина вдавливания зонда в грунт определяется по мерной рейке или диаграммным лентам (при синхронном движении лент и зонда). Скорость погружения зонда для определения характеристик грунтов и несущей способности свай должна сохраняться постоянной и быть не более 1 м/мин. Остановки допускаются только для наращивания штанги зонда. Скорость извлечения зонда не ограничивается.

Результаты зондирования записываются в «Журнале статического зондирования грунтов» (прил. 1 к ГОСТ 20069—74) или автоматически на диаграммной ленте. В журнале фиксируют появление посторонних шумов (скрежета, ударов и т. п.) и резкие изменения скорости погружения зонда.

Испытание заканчивается после достижения конусом зонда заданной глубины или предельных усилий на конус или на зонд в целом. При извлечении штангу зонда необходимо осматривать. Наличие искривлений, глубоких царапин и повреждений штанги и конуса фиксируют в «Журнале статического зондирования грунтов». После окончания зондирования точку зондирования тампонируют (грунтом, деревянной пробкой и т. п.) и закрепляют знаком с соответствующей маркировкой.

Камеральную обработку результатов зондирования выполняют по данным, внесенным в «Журнал статического зондирова-

ния грунтов», или диаграммным лентам, полученным при автоматической записи результатов. Результаты статического зондирования оформляют в виде совмещенных графиков изменения по глубине показателей зондирования и инженерно-геологических колонок горных выработок (скважин), расположенных вблизи точек зондирования.

Совмещенные графики рекомендуется выполнять в следующих масштабах:

глубина зондирования (по вертикали) .	1 : 100
удельное сопротивление грунта конусу зонда (по горизонтали) при его погружении, q_z *	1 см = 20 кгс/см ² (2 МПа)
сопротивление грунта трению по боковой поверхности зонда P_Q (по горизонтали)	1 см = 0,5 тс (5 кН)
удельное сопротивление грунта трению (по горизонтали) p_f на участке боковой поверхности зонда (муфте трения) . .	1 см = 0,1 кгс/см ² (10 кПа)

При инженерно-геологической оценке строительных площадок результаты статического зондирования рассматривают совместно с данными бурения, графиками погружения пробных свай и другими материалами исследования грунтов.

При использовании результатов статического зондирования для определения физико-механических свойств грунтов необходимо иметь в виду следующее. Поскольку данные статического зондирования используют для определения нормативных характеристик грунтов, при обработке результатов зондирования следует определять вначале среднеарифметические значения для выделенного инженерно-геологического слоя (или расчетного участка) по данным одного зондирования, а затем среднеарифметические значения для данного слоя (участка по высоте) по данным всех относящихся к рассматриваемой площадке точек зондирования.

При необходимости определения расчетных характеристик коэффициент безопасности по грунту K_r определяется согласно СНиП II-15-74.

6. О теоретических решениях задачи о зондировании грунта

Рассмотрим вопрос о возможности использования теоретических решений для определения физико-механических свойств грунтов по данным зондирования. Считая, что при вдавливании цилиндрического зонда с коническим наконечником в грунт происходят симметричный сдвиг грунта из-под острия и вдавливание его по криволинейным поверхностям скольжения в окружа-

* В ГОСТ 20069—74 принято обозначение p_q , в СНиП II-17-77 — q_z . С учетом Европейского стандарта далее везде принято обозначение q_z .

ющий стержень массив, для определения сопротивления конуса зонда погружению, т. е. определения прочностных характеристик грунта по результатам зондирования, использовали имеющиеся решения теории предельного равновесия. В зарубежной практике это решения Прандтля — Терцаги, Како — Керизеля, Мейергофа и др.

Наиболее полно решение осесимметричной задачи теории предельного равновесия о погружении конуса зонда в несвязные (песчаные) грунты разработано в трудах В. Г. Березанцева [2, 3]. В решении принято приближенное очертание симметричных объемлющих линий скольжения в виде комбинации дуги логарифмической спирали и прямой линии. При этих допущениях получена формула для определения предельного давления и найдены значения входящих в нее коэффициентов, зависящих от угла внутреннего трения грунта φ и относительного заглубления зонда h/d .

Однако полученное решение при применении к зонду малого диаметра дает заниженные значения предельного давления. Поэтому при определении угла внутреннего трения среды по замеренному сопротивлению конуса получаются значительно завышенные значения φ .

Исследования последних лет, в первую очередь А. Весича [90], показали, что разрушение основания при погружении тонкого стержня с конусом происходит вследствие сдвига при продавливании. Исследования по погружению конуса с различным углом при вершине, проведенные рядом специалистов, показали, что при погружении конуса с углом при вершине менее 30° разрушение основания происходит вследствие сдвига грунта в стороны, а конуса с углом более 90° — вследствие сжатия грунта под конусом. В первом случае сопротивление зондированию определяется сопротивлением грунта на сдвиг, т. е. углом внутреннего трения φ и удельным сцеплением c ; во втором — сопротивлением грунта сжатию, т. е. модулем деформации E и коэффициентом Пуассона μ .

Для промежуточных значений угла при вершине α , т. е. при $30^\circ < \alpha < 90^\circ$, сопротивление погружению зонда зависит как от прочностных (φ , c), так и деформационных (E , μ) свойств грунтов.

Решение задачи о погружении зонда, включающее одновременно прочностные (φ , c) и деформационные (E , μ) характеристики грунта, должно быть получено на основе рассмотрения смешанной задачи теории предельного равновесия и теории упругости. К сожалению, эта задача пока еще не решена.

В связи с этим представляет интерес метод решения, предложенный рядом исследователей (Бишопом и др., Ладанием, Весичем). В частности, Весич в работе [90] рассматривает такую схему разрушения основания при погружении конуса, согласно которой погружение конуса перпендикулярно направле-

нию движения зонда вызывает вдавливание грунта по поверхности цилиндрического кольца диаметром, равным диаметру основания конуса. Задача о погружении зонда решается путем приравнивания нормального давления по этому кольцу к предельному давлению, необходимому для расширения цилиндрической полости в бесконечной грунтовой среде и определяемому по формулам более ранней работы Весича [88]. При этом

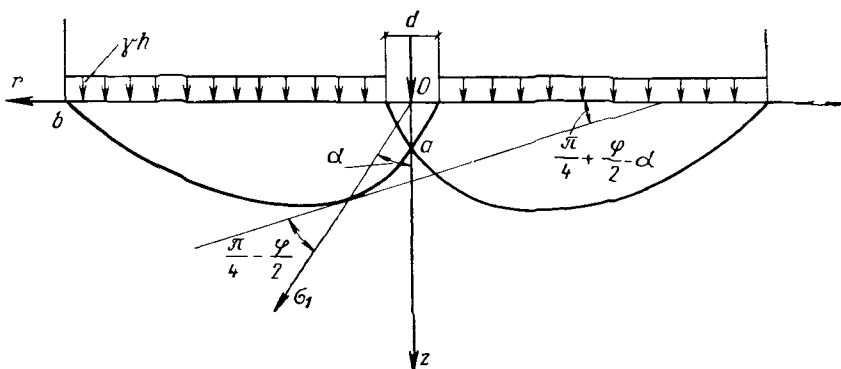


Рис. 39. Схема линий скольжения под зондом малого диаметра

принимается, что среда является идеально упругопластичной, характеризуемой показателями прочности (φ , c) и деформации (E , μ).

Заложенная в решении идея привлекает своей простотой и кажется физически обоснованной. Однако проведенные нами расчеты по приведенной в работе [90] формуле для определения сопротивления зондированию тугопластичных и полутвердых глин, для которых имеются надежные лабораторные данные о величинах φ и c , показали, что эта формула дает завышенное в 2—3 раза сопротивление зондированию по сравнению с фактически замеренным. Поэтому эта формула не может быть рекомендована для практического применения.

Сопротивление зондированию зондом малого диаметра достаточно просто можно определить методом теории предельного равновесия, если принять линию скольжения в виде единой логарифмической кривой. Рассмотрим рис. 39. Поверхность конуса передает давление на грунт, вызывающее разрушение грунта и его сдвиг на поверхности скольжения, начинающейся у вершины конуса (точка a). За верхнюю границу сдвигаемого объема грунта примем горизонтальную плоскость на уровне основания конуса.

В связи с малым диаметром зонда уравнение линии скольжения можно получить следующим образом. Напряжения под конусом заменяем одной равнодействующей силой, приложенной

по оси зонда. Наибольшее главное напряжение в грунте будет действовать по направлению радиусов, выходящих из точки приложения силы. Как известно, угол между касательной к линии скольжения и наибольшим главным напряжением составляет $\pi/4 - \varphi/2$. Поэтому

$$\frac{dz}{dr} = \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} - \alpha \right), \quad (19)$$

откуда

$$z = \frac{\sqrt{3}}{2} d \cos \alpha e^{\alpha \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (20)$$

и

$$r = \frac{\sqrt{3}}{2} d \sin \alpha e^{\alpha \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (21)$$

Определив уравнение кривой скольжения, найдем напряжение в грунте в точке a путем решения дифференциального уравнения предельного равновесия для осесимметричной задачи, составленного В. Г. Березанцевым [2]. Предельное сопротивление грунта под заглубленным конусом ($h/d > 10$) будет

$$\sigma_z = q_3 = (\gamma h + c \operatorname{ctg} \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{(\pi+2) \operatorname{tg} \varphi} - c \operatorname{ctg} \varphi. \quad (22)$$

Интересно отметить, что полученное уравнение аналогично уравнению плоской задачи теории предельного равновесия для оснований при вертикальной нагрузке, полученному Прандтлем [74], за исключением показателя степени при основании натуральных логарифмов e , который равен $(\pi+2) \operatorname{tg} \varphi$ вместо $\pi \operatorname{tg} \varphi$ у Прандтля.

Ниже будет показано, что результаты, полученные по формуле (22), согласуются с результатами, полученными в опытах как для песчаных, так и для глинистых грунтов.

Формулу (22) для определения сопротивления грунта погружению конуса запишем в обычно принятом виде

$$q_3 = \gamma h N_q + c N_c, \quad (23)$$

где

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{(\pi+2) \operatorname{tg} \varphi}; \quad (24)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi. \quad (25)$$

Графики N_q и N_c приведены на рис. 40.

Если раскрыть неопределенность формул (22) и (25) при $\varphi=0$, то получим

$$N_c = \pi + 2 = 5,14.$$

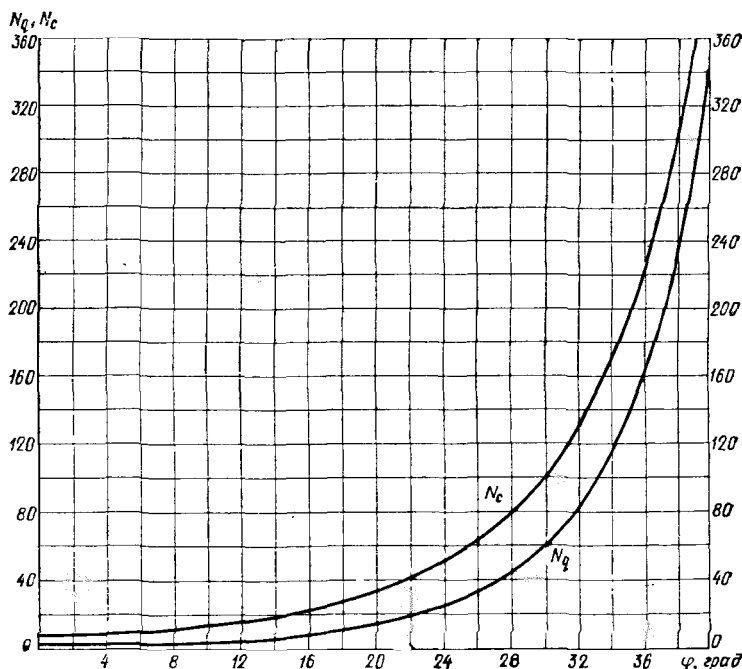


Рис. 40. Графики коэффициентов N_q и N_c

Таким образом, значение коэффициента N_c (при $\varphi=0$), полученное по формуле (22), равно его значению, полученному для случая плоской задачи В. В. Соколовским. Отметим, что для осесимметричной задачи по А. Ю. Ишлинскому [13] при идеально связной среде, т. е. при $\varphi=0$, предельное давление на штамп равно 5,14 с у края штампа и 6,6 с в центре. Учитывая, что формула (22) выведена для конуса малого диаметра, можно считать вполне логичным, что в этом случае среднее давление под конусом составляет 5,14 с.

Рассмотрим применение формулы (22) отдельно для песчаных и глинистых грунтов.

Песчаные грунты. Известно, что в современной теории предельного равновесия условие прочности принимается по линейному закону, предложенному Кулоном. Между тем многочисленные лабораторные испытания песка на сдвиг показывают, что в диапазоне малых нормальных давлений зависимость между касательными и нормальными напряжениями нелинейна. Характерный график испытания песка приведен на рис. 41, из которого видно, что до нормального давления около 1 кгс/см² график испытания имеет явно выраженный криволинейный характер. В интервале уменьшения давления от 1 до 0,1—0,2 кгс/см² угол

внутреннего трения возрастет на $5-7^\circ$ [37]. Поэтому формулой (22) можно пользоваться при бытовом давлении 1 кгс/см^2 и более, т. е. для глубины зондирования более $5-6 \text{ м}$.

Обработав результаты исследований В. А. Ярошенко [37], В. Г. Березанцев [3] предложил следующую формулу для опре-

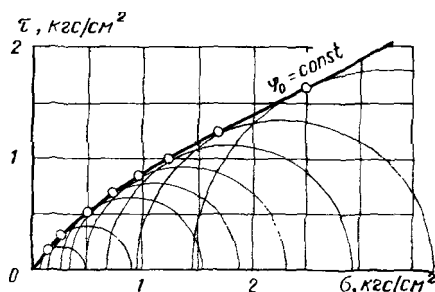


Рис. 41. Криволинейная огибающая предельных кругов Мора для песка при малых давлениях

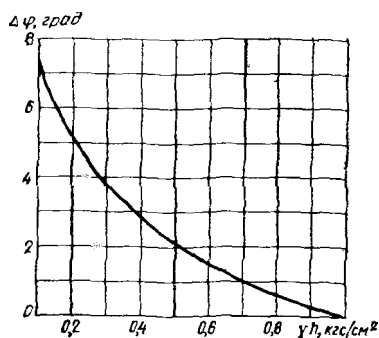


Рис. 42. График увеличения угла внутреннего трения песка при давлении менее 1 кгс/см^2

деления угла внутреннего трения песков при давлении $p = \gamma h$ менее 1 кгс/см^2 :

$$\varphi^\circ = \varphi_1^\circ + 3,15 \ln \frac{1}{p}, \quad (26)$$

где φ_1° — угол внутреннего трения при $p = 1 \text{ кгс/см}^2$.

Формулу (26) для практического применения удобнее представить в виде

$$\Delta\varphi = \varphi^\circ - \varphi_1^\circ = 3,15 \ln \frac{1}{p}. \quad (27)$$

Формула (27) представлена на графике рис. 42. Из графика видно, насколько следует увеличить угол внутреннего трения, если он определен для глубины зондирования, где $\gamma h < 1 \text{ кгс/см}^2$. Если $\gamma h \geq 1 \text{ кгс/см}^2$, то величина φ принимается без поправки.

К сожалению, имеется очень мало надежных данных о зависимости между φ и q_z для реальных песков, так как ненадежны данные о величине угла внутреннего трения, определяемого в лаборатории на нарушенных в той или иной степени образцах. Поэтому воспользуемся имеющимися осредненными данными о связи между φ и q_z .

На рис. 43 (кривая 1) показаны результаты определения N_q по полученному выше решению — формула (24). Кривая 2 построена по данным Ж. Керизеля [59], который для опытов с пес-

ками ($\varphi = 34, 38,5$ и 42°) дает следующую формулу для определения коэффициента N_q :

$$N_q = e^7 \operatorname{tg} \varphi. \quad (28)$$

На рис. 43 кривая 3 построена по данным В. А. Ярошенко [37] при $p = 1$ кгс/см², полученным при зондировании песков различного состава и состояния зондом диаметром 3,6 см. Испытывались эти пески в стабилметре М-2. На этом же рисунке показана зависимость между нормативным значением угла внутреннего трения φ и q_3 , принятая в СН 448—72 при $\gamma h = 1$ кгс/см² (кривая 4).

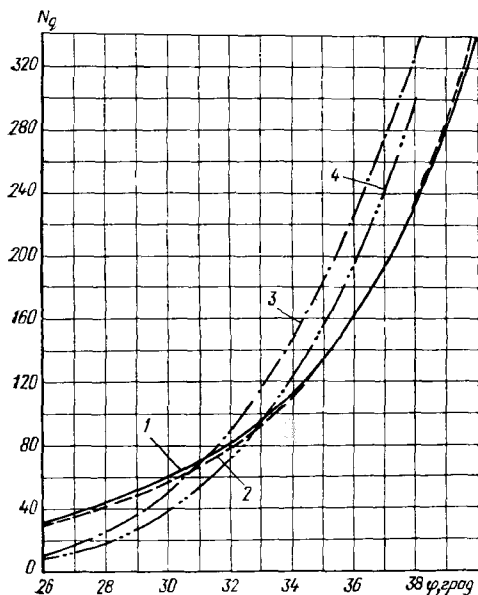


Рис. 43. Графики коэффициента N_q

и данными СН 448—72 в интервале $\varphi = 30-40^\circ$, т. е. для обычных песков — от рыхлых до плотных. Расхождение в значениях угла внутреннего трения для этого интервала составляет менее 1° . При $q_3 \leq 60$ кгс/см² СН 448—72 дает завышенные значения φ , что подтверждается практикой использования зондирования. Кривая 3, построенная по данным первых лет применения зондирования в нашей стране, дает значения φ , примерно на $1/2^\circ$ меньшие значений, приведенных в СН 448—72.

Рассмотрев приведенные на рис. 43 графики, можно рекомендовать формулу (24), полученную методом теории предельного равновесия, для определения угла внутреннего трения песков по данным зондирования. Рекомендации по определению φ , используемого в практических расчетах, по результатам зондирования приведены ниже (см. п. 7 этой главы).

Рассмотрение графика, приведенного на рис. 43, позволяет сделать следующие выводы. Из графика видно, что теоретическая кривая, построенная по формуле (24), почти полностью совпадает с эмпирической кривой, построенной по формуле (28).

Проведенные сравнительные расчеты показали, что на всем интервале $\varphi = 0-40^\circ$ максимальные расхождения между этими кривыми составляют $\pm 4\%$. Можно считать, что имеется также хорошее соответствие между кривой, построенной по формуле (24),

Следует отметить, что имеется много теоретических и эмпирических формул, а также обобщенных графиков (см., например, генеральный доклад Мойергофа на Европейском симпозиуме по зондированию [68]) о взаимосвязи между φ и q_3 . При рассмотрении опубликованных экспериментальных данных следует в первую очередь оценить давление пригрузки (глубину зондирования), так как при давлениях менее 1 кгс/см² угол внутреннего трения переменен и с уменьшением пригрузки значительно возрастает (см. рис. 42). Поэтому одному и тому же значению сопротивления зондированию q_3 , полученному на разных глубинах, будут соответствовать пески с различным углом внутреннего трения. Так, $q_3 = 140$ кгс/см², полученному на глубинах зондирования 2, 4 и 6 м, будут соответствовать пески с углом внутреннего трения 38, 36 и 35°.

Оценивая различные теоретические формулы, при отсутствии точного (корректного) решения всегда следует учитывать, для решения какой практической задачи они используются. Например, если формула с завышенным значением N_q используется для определения угла внутреннего трения грунта по результатам зондирования, то получается более надежный результат, чем при использовании заниженного значения N_q . Однако использование той же формулы с завышенным значением N_q для определения, скажем, сопротивления грунта под нижним концом сваи по известному углу внутреннего трения даст ненадежный результат. Это замечание относится и ко всем другим формулам при отсутствии точного решения.

Глинистые грунты. Для глинистых грунтов имеется возможность произвести более детальную проверку результатов, получаемых по формуле (23), так как в ГПИ Фундаментпроект имеется достаточно данных о сопротивлении зондированию глинистых грунтов от твердой до мягкопластичной консистенции ($I_L = 0-0,75$). Предварительная оценка показала, что для твердых и полутвердых глинистых грунтов результаты определения сопротивления конуса погружению в грунт, получаемые по формуле (23), и результаты этого определения, получаемые в полевых условиях, весьма близки. Для тугопластичных и мягкопластичных грунтов к формуле (23) необходимо ввести эмпирическую поправку, учитывающую консистенцию грунта. С учетом этой поправки формулы для определения сопротивления зондированию глинистых грунтов примут вид

$$q_3 = (\gamma h N_q + c N_c) (1 - I_L^2); \quad (29)$$

или

$$q_3 = \gamma h N_q^r + c N_c^r, \quad (30)$$

где

$$N_q^r = N_q (1 - I_L^2) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{(\pi+2) \operatorname{tg} \varphi} (1 - I_L^2); \quad (31)$$

$$N_c^r = N_c (1 - I_L^2). \quad (32)$$

Графики функций N_q^r и N_c^r приведены на рис. 44 и 45.

Нами проведена статистическая обработка результатов 52 статистических зондирований и лабораторных определений характеристик сопротивления сдвигу глинистых грунтов четвертично-

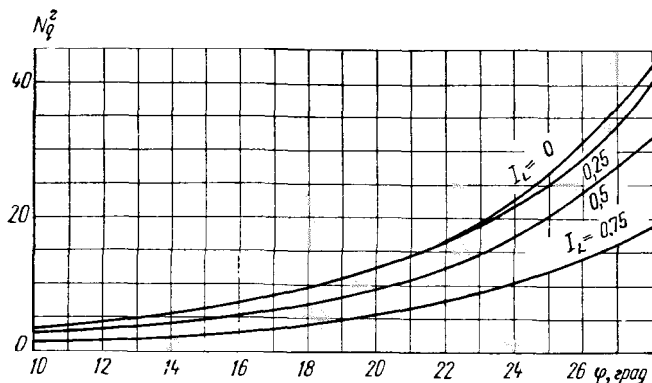


Рис. 44. Графики коэффициента N_q^r

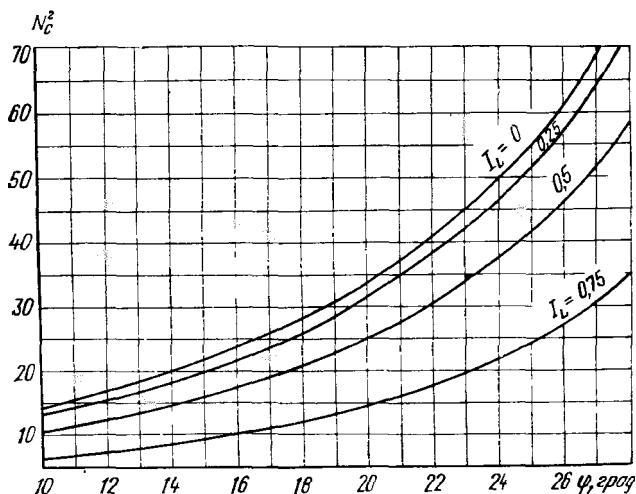


Рис. 45. Графики коэффициента N_c^r

го возраста от полутвердой до мягкопластичной консистенции. Имеющиеся данные по текучепластичным грунтам ($I_L > 0,75$) при обработке не использовались из-за малой надежности как лабораторных определений прочности на образцах слабых грунтов, так и полевых определений сопротивления зондированию таких грунтов. Образцы для лабораторных исследований отбирались из скважин, расположенных в непосредственной близо-

сти от точек зондирования. Лабораторное определение сопротивления сдвигу проводилось в условиях одноплоскостного сдвига (ГОСТ 12248—66), а зондирование — установками типа С-979 (СП-36) по методике ГОСТ 20069—74.

В процессе обработки экспериментального материала определялась корреляционная связь между измеренным сопротивлением грунта конусу зонда q_3^n и сопротивлением зондированию

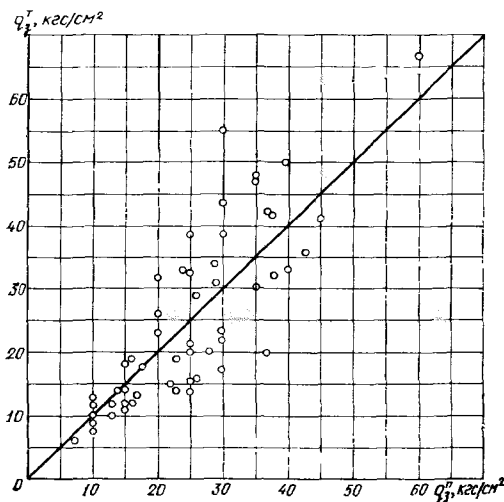


Рис. 46. Сопоставление сопротивления зондированию, определенного теоретически и замеренного в полевых условиях

q_3^T по формуле (30). При этом и замеренное, и определенное теоретически сопротивления зондированию принимались для одной и той же глубины, соответствующей глубине отбора образцов грунта.

В указанных экспериментах сопротивление зондированию изменялось от 7 до 60 кгс/см², а глубина зондирования от 1,8 до 14 м. Грунты имели следующие характеристики: показатель пластичности 0—0,75, угол внутреннего трения 11—25°, удельное сцепление 0,13—0,76 кгс/см².

Математическая обработка всех 52 парных определений дала коэффициент корреляции $r=0,8$. Вероятная ошибка коэффициента корреляции

$$E_{50} = 0,674 \frac{1-r^2}{\sqrt{n}} = 0,034.$$

Эти данные анализа показывают, что между определенным теоретически сопротивлением зондированию и замеренным сопротивлением имеется хорошая корреляция.

На рис. 46 показано сопоставление подсчитанных по формуле (30) значений сопротивления зондированию q_3^* со значениями сопротивления зондированию, замеренными в полевых условиях q_3^n . Как видно, имеется достаточно тесная связь между указанными величинами. Только в 11 случаях из 52 q_3^* отличается от q_3^n более чем на 30%. Средняя величина относительной погрешности составляет 22% — в сторону завышения и 19% — в сторону занижения сопротивления грунта погружению конуса.

Приведенные данные показывают возможность теоретического определения сопротивления зондированию по прочностным данным (φ и c) и показателю консистенции. При накоплении практических данных, вероятно, появится возможность определять сопротивление грунта под нижними концами забивных свай расчетным путем не по показателю консистенции I_L , как это делается в настоящее время, а по прочностным данным (φ и c). Следует также отметить, что для многих глинистых грунтов колебания значений угла внутреннего трения очень небольшие, особенно если рассматривать региональные грунты, что позволяет по данным зондирования, задавшись φ , определять удельное сцепление грунта c . Наличие теоретической формулы для определения сопротивления глинистых грунтов зондированию дает возможность произвести взаимопроверку данных полевых и лабораторных исследований этих грунтов и при больших расхождениях найти их причину.

7. Использование результатов зондирования грунта при проектировании фундаментов

Общие данные. При использовании приводимых далее зависимостей отдельных физико-механических свойств грунтов от сопротивления грунта погружению конуса следует иметь в виду, что для реальных грунтов нет двух таких показателей их свойств, которые бы однозначно определяли один другого. Так, сопротивление грунта погружению конуса в песках зависит от их плотности, соотношения вертикального и горизонтального давлений, давления покрывающих пластов, степени водонасыщения, формы зерен песка и их шероховатости, наличия естественных цементационных связей и др. Следовательно, все приводимые далее зависимости являются приближенными. Однако это замечание относится не только к методу статического зондирования, но и к любым другим (в том числе и лабораторным) методам определения физико-механических свойств грунтов. Поэтому каждый раз при получении в результате какого-либо испытания количественных характеристик грунта необходимо оценить влияние на последние специфических свойств данного грунта. Например, при одинаковых плотности и гранулометрическом составе песка сопротивление его погружению конусу может резко

меняться в зависимости от характера цементационных связей между его отдельными частицами, от влажности и т. д.

На рис. 47, взятом из доклада Весича на VIII Международном конгрессе по механике грунтов и фундаментостроению [89], приведены графики зондирования чистого песка и того же песка с добавкой 10% слюды. Угол внутреннего трения, определенный по испытаниям в лаборатории, в обоих случаях практически одинаков — 39 и 39,3° соответственно. Однако графики зондирования весьма различны, причем пре-

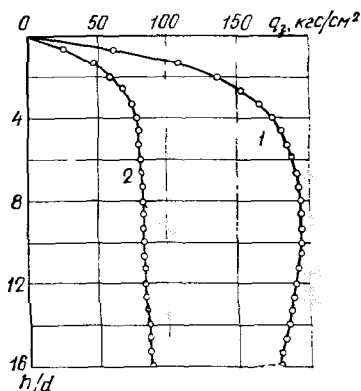


Рис. 47. Кривые зондирования чистого песка (1) и песка с добавкой 10% слюды (2)

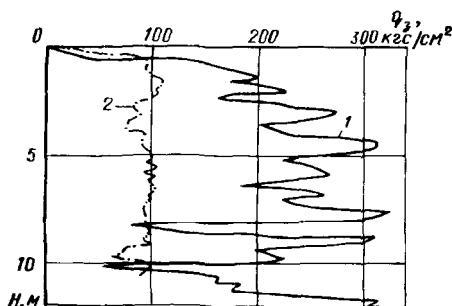


Рис. 48. Графики зондирования кварцевого (1) и глауконитового (2) песка

дельное сопротивление зондированию песка с добавкой слюды в 2 с лишним раза меньше предельного сопротивления чистого песка.

Существенное влияние минерального состава песка на сопротивление грунта конусу зонда показано и в работе [46]. Песок в районе г. Антверпена более чем на 50% состоит из глауконита, сопротивление раздавливанию которого значительно ниже сопротивления кварца. На рис. 48 показаны результаты зондирования в плотных кварцевом и глауконитовом песках. При одинаковой плотности сопротивление грунта конусу зонда в кварцевом песке составляет 200—300 кгс/см², а в глауконитовом — только 100 кгс/см².

При большом объеме изыскательских работ в каждом конкретном случае для местных грунтовых условий следует производить параллельно зондирование и исследование свойств грунтов (плотности, угла внутреннего трения, модуля деформации и др.) традиционными методами (отбором образцов и испытанием их в лаборатории, испытанием штампом). На основе сравнительно небольшого числа таких параллельных испытаний можно установить корреляционные зависимости сопротивления зондированию от различных свойств грунтов данной строительной

площадки. Эти зависимости, установленные для локальных условий, позволят определять свойства грунтов по результатам статического зондирования точнее и надежней, чем по осредненным данным, рекомендуемым далее.

Как уже указывалось, ГОСТ 20069—74 устанавливает, что статическое зондирование следует выполнять непрерывно со скоростью не более 1 м/мин (1,7 см/с). Поэтому представляет интерес рассмотреть предварительно имеющиеся данные о влиянии скорости зондирования на удельное сопротивление грунта конусу зонда при его погружении.

О влиянии скорости зондирования и угла при вершине зонда на результаты зондирования. Влияние скорости зондирования в крупнозернистых практически сухих грунтах исследовалось Ж. Керизелем [57]. Зондирование производилось зондом Пареза диаметром 45 мм с изменением скорости зондирования от 0,35 до 15—20 см/мин. Исследования показали, что при увеличении скорости зондирования в 10 раз сопротивление погружению конуса возрастает всего на 4%.

В работе [38] приведены результаты зондирования зондом диаметром 3,6 см различных грунтов при изменении скорости зондирования в 10 раз — от 2 мм/с до 2 см/с. Результаты экспериментов в песках показали, что отношение сопротивлений зондированию при указанных скоростях составило в мелких сухих песках 1,08, а в мелких водонасыщенных — 0,78.

В водонасыщенных грунтах сопротивление зондированию с изменением скорости зависит от изменения порового давления в зоне головки зонда. В этой связи представляет интерес исследование Шмертмана [79] о влиянии порового давления на сопротивление зондированию. В исследовании на отдельных примерах показано, что большая разница в сопротивлении зондированию в песках и глинах может быть объяснена поровым давлением, возникающим при зондировании. При этом в глинах возникает положительное поровое давление, уменьшающее сопротивление зондированию, а в водонасыщенных плотных песках — отрицательное поровое давление, увеличивающее сопротивление зондированию.

Зондирование песков производилось на площадке, сложенной до глубины 4—5 м мелким песком с небольшими силами сцепления, а с глубины 5 м — мелким и средним песками. Пески на всю глубину плотные. Грунтовые воды залегают на глубине 2,1 м. Зондирование производилось механическим зондом. В одной серии опытов измерения сопротивления зондированию производились через каждые 20 см при непрерывном погружении зонда на длину одного звена зонда 1 м, в другой серии измерения также производились через 20 см, но с остановкой зонда при каждом замере. При зондировании с остановками требовалось в 2—3 раза больше времени, чем при непрерывном.

Результаты этих экспериментов показывают, что при более быстром зондировании сопротивление погружению конуса больше примерно на 25% в верхнем слое песка и на 8% — в нижнем. Эту разницу в сопротивлении зондированию автор объясняет возникновением порового давления. Поскольку пески плотные, погружение в них зонда вызывает их разрыхление и развитие отрицательного порового давления, которое увеличивает сопротивление зондированию. При более медленном зондировании часть возникшего отрицательного порового давления рассеивается и сопротивление зондированию уменьшается.

Противоположный результат получен при зондировании в слабом глинистом опесчаненном грунте с низким коэффициентом фильтрации, имеющем следующую необычную характеристику: число пластичности 0,19, влажность на границе пластичность 0,18, естественная влажность 0,35; содержание частиц крупнее 0,1 мм — 80% и органических веществ — 6%. Грунтовые воды залегают на глубине 2 м. Уменьшение скорости зондирования по сравнению со стандартной скоростью с 1,5 до $\frac{1}{8}$ см/с привело к увеличению сопротивления зондированию примерно на 18%, а уменьшение до $\frac{1}{1000}$ см/с — к увеличению сопротивления зондированию на 48%. Измерение порового давления пьезометром, имеющим форму и размеры зонда, показало, что при скорости зондирования от $\frac{1}{3}$ до 5 см/с поровое давление практически не возникает. Однако при остановке пьезометра уже через 4—6 мин возникает поровое давление, равное примерно 1 м вод. ст., которое затем медленно уменьшается, причем 90% диссипации занимает около 1 ч. Возникновением положительного порового давления автор объясняет увеличение сопротивления зондированию при очень малых скоростях.

Вместе с тем автор указывает, что наряду с возникновением положительного порового давления непосредственно под конусом зонда над ним появляется зона отрицательного порового давления. Воздействие этих двух факторов может дать различные результаты. В частности, в работе [82] приводятся данные о зондировании в глинах, которые показывают, что увеличение скорости зондирования в 3 раза (с 0,3 до 0,9 м/мин) приводит к увеличению сопротивления глины погружению зонда примерно на

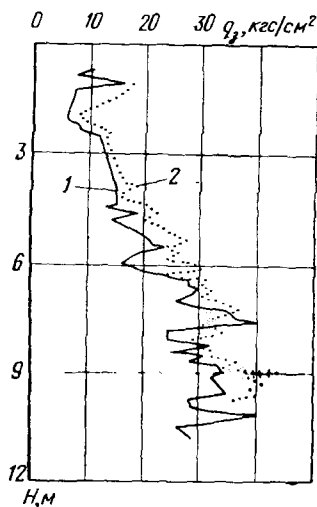


Рис. 49. Влияние скорости зондирования в глинах на сопротивление погружению зонда q_z

1, 2 — при скорости соответственно 0,3 и 0,9 м/мин

20% (рис. 49). В работе [33] приведены данные экспериментов по зондированию лессовидных суглинков при скоростях погружения зонда от 0,1 до 3,5 м/мин. При сопротивлении грунта погружению конуса (диаметром основания 80 мм) 8—12 кгс/см² изменение скорости зондирования в указанных широких пределах (в 35 раз) практически не влияло на результаты зондирования.

В работе [38] получено, что сопротивление зондированию при скорости 2 см/с по отношению к сопротивлению при скорости

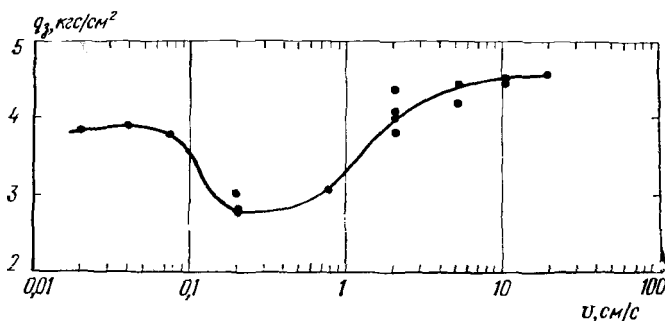


Рис. 50. Влияние скорости зондирования на q_z в ленточных глинах

2 мм/с составляет: для мягкопластичных глин — 1,35—1,45, а для водонасыщенных пылеватых грунтов — 0,53—0,88. Уменьшение сопротивления слабых пылеватых грунтов при увеличении скорости зондирования авторы работы [38] объясняют возможным разрушением их структуры вследствие возникновения порового давления.

Интересные данные об изменении сопротивления зондированию ленточных глин в широком диапазоне изменения скорости приведены в работе [50]. На рис. 50 показан график зондирования на глубине 7—8 м при различной скорости, причем каждая точка получена как среднее значение сопротивлений зондирования на этой глубине.

Авторы работы [50] объясняют сложный характер кривой комбинацией вязких и дренирующих свойств грунта, при этом горизонтальная площадка кривой при скоростях около 0,05 см/с отображает прочностные свойства грунта при дренированных испытаниях, а площадка при скорости около 5 см/с — при недренированных (быстрых) испытаниях.

В работе [51] приведены результаты зондирования текуче-пластичных бангкокских глин, характеризующихся консистенцией около 1, влажностью 0,5—1,5 и прочностью при недренированных испытаниях 0,1 кгс/см². Как видно из графика (рис. 51), изменение скорости зондирования в 30 раз (с 0,1 до 3 см/с) не приводит к существенному изменению сопротивления зондированию,

вызывая лишь некоторое увеличение сопротивления зондированию.

Интересные данные о влиянии скорости зондирования на сопротивление погружению конуса приведены в работе [4]. Исследования проводились в полутвердых глинах со следующими свойствами: влажность на границе текучести—0,84, на границе раскатывания—0,27, естественная влажность 0,22—0,31, $c=1,05$ тс/м², $\varphi=18^\circ$, $E=300$ кгс/см², коэффициент фильтрации 10^{-8} см/с.

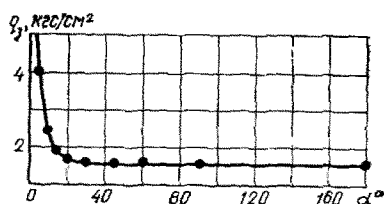
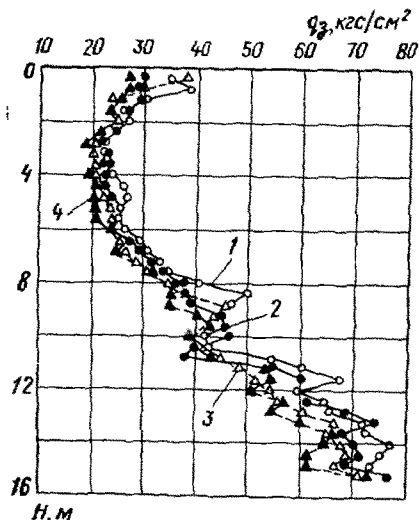


Рис. 52. Влияние угла при вершине конуса α на q_3

Рис. 51. Влияние скорости зондирования на q_3 в текучепластичных глинах

1 — при $v=3$ см/с; 2 — при $v=2$ см/с;
3 — при $v=0,9$ см/с; 4 — при $v=0,1$ см/с

Результаты зондирования тензометрическим наконечником диаметром 3,6 см при скоростях зондирования 2 см/с (два зондирования) и 0,17 см/с (два зондирования) показывают, что разницы практически нет.

Приведенный обзор современных данных о влиянии скорости зондирования на сопротивление грунта погружению конуса показывает, что полной ясности в этом вопросе нет. При тех небольших колебаниях скорости, которые могут быть в практике зондирования, влияние скорости, как правило, несущественно. Вместе с тем в слабых водонасыщенных глинистых и песчаных грунтах влияние скорости зондирования может оказаться существенным. Поэтому рекомендуется при исследовании слабых малонзученных грунтов и при проектировании ответственных сооружений провести несколько зондирований со стандартной скоростью, а также со скоростью, в 5—10 раз меньше стандартной.

В работе [72] приведены также данные о влиянии угла при вершине конуса на сопротивление зондированию. На рис. 52 показана экспериментальная зависимость сопротивления зондированию слабой глины от угла при вершине конуса зонда, изме-

нявшегося от 5 до 180° . Площадь основания конуса $6,45 \text{ см}^2$, скорость зондирования 1 см/с . Как видно из графика, при угле при вершине конуса $\alpha = 30 \div 180^\circ$ (плоскость) сопротивление зондированию не изменяется. Это можно объяснить тем, что при вдавлении плоского зонда под его подошвой образуется уплотненное конусообразное ядро, превращающее плоский штамп в конус.

Следует отметить, что в работе [44] дано решение в точной постановке задачи о погружении клина (плоская задача) с постоянной скоростью в пластическую среду с $\varphi = 0$. Авторы работы [44] делают вывод, что сопротивление шероховатого клина погружению уменьшается с увеличением угла при вершине α до 67° , оставаясь затем постоянным, вследствие того, что при $\alpha \geq 67^\circ$ перед клином образуется уплотненное ядро с таким же углом при вершине. При таком условии на погружение конуса затрачивается минимум энергии.

В работе [67] приведены результаты экспериментов по погружению конуса (шероховатого и гладкого) в глины и пески. Эксперименты показали, что для шероховатого конуса сопротивление погружению и в глинах и в песках становится постоянным при $\alpha = 60^\circ$.

Приведенные данные позволяют считать, что угол при вершине конуса α , равный 60° , выбран для установок статического зондирования правильно. Увеличение этого угла существенного влияния на сопротивление зондированию не оказывает, а его уменьшение может привести к некоторому повышению сопротивления зондированию.

В работе [47] исследовалось также влияние диаметра зонда на сопротивление зондированию. Зондирование производилось зондами диаметром 3,6, 5 и 25 см. Статистически обработанное среднее сопротивление зондированию на глубине 10 м оказалось соответственно равным 30,2, 29,3 и $22,4 \text{ кгс/см}^2$, т. е. при увеличении диаметра в 7 раз сопротивление зондированию уменьшилось в 1,35 раза.

В этой же работе показано, что в значительно большей степени, чем диаметр зонда, на сопротивление зондированию влияет конструкция зонда. На рис. 53 показаны статистически обобщенные результаты зондирования полутвердых глин механическими зондами диаметром 3,6 см различной конструкции: конусом без переходной части (среднее по 16 испытаниям); конусом с кожухом (см. рис. 25; среднее по 4 испытаниям). Как видно из рисунка, сопротивление конуса с кожухом значительно выше, что объясняется сопротивлением грунта трению по боковой поверхности кожуха. Отсюда необходимо сделать вывод, что при оценке результатов различных зондирований и корреляций между результатами зондирования и физико-механическими характеристиками грунтов всегда следует учитывать конструкцию зонда, для которой корреляции были получены. В частности,

приводимые ниже рекомендации из СН 448—72 по определению физико-механических свойств грунтов были получены в основном по данным зондирования установками С-979 и СП-59 с конусом, показанным на рис. 37, а.

Это обстоятельство следует учитывать и при разработке новых конструкций зонда, так как для каждой новой конструкции потребуется проведение вновь большого числа различных сопоставительных испытаний для установления зависимостей для зонда данного типа. В этой связи представляется правильным путь, по которому пошла лаборатория механики грунтов в Делфте (Голландия). При разработке тензометрического наконечника для зондирования его конструкция подбиралась так, чтобы сопротивление зондированию было таким же, как и в традиционных механических голландских установках. Это позволило при обработке результатов зондирования тензометрическими зондами использовать весь ранее накопленный опыт по зондированию.

Определение характера напластования и вида грунта. На продольном профиле строительной площадки, построенном по данным статического зондирования (рис. 54), весьма отчетливо выделяются

отдельные прослойки и линзы и виден общий характер залегания грунтов различной прочности.

При зондировании установкой С-832, позволяющей определить величину местного трения грунта, вид грунтов можно оценить по результатам совместного рассмотрения удельного сопротивления грунта погружению конуса q_z и удельного трения грунта f . Так, по данным НИИпромстроя, q_z/f для песков изменяется от 50 до 200, а для глин — от 10 до 20. Эти результаты примерно соответствуют результатам экспериментов Бегемана [48].

Некоторые данные для определения геологического разреза по результатам статического зондирования приведены в работе [5]. Однако, учитывая недостаточную достоверность такого определения геологического разреза, как правило, производят также бурение нескольких геологических скважин.

Статическое зондирование позволяет не только определить границы различных напластований грунтов, но и обнаружить весьма тонкие прослои грунтов в пределах одного пласта. В. Торнбул и др. [86] приводят результаты зондирования кону-

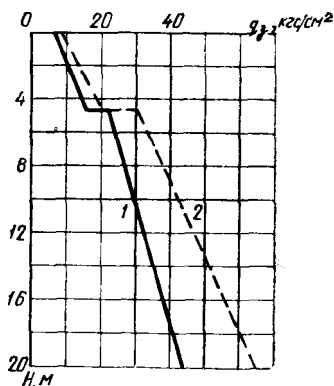


Рис. 53. Влияние конструкции зонда на q_z

1 — конус без переходной части;
2 — конус с кожухом

сом площадью 10 см² мелкозернистого песка в стальном резервуаре диаметром 105 см и высотой 195 см. Были проведены две серии опытов. В первой серии опытов в плотно утрамбованном песке были сделаны три рыхлые прослойки песка толщиной 7,5, 15 и 30 см. Во второй серии в рыхло уложенном песке имелись прослойки плотного песка той же толщины. Во всех случаях эти прослойки были отчетливо обнаружены зондированием.

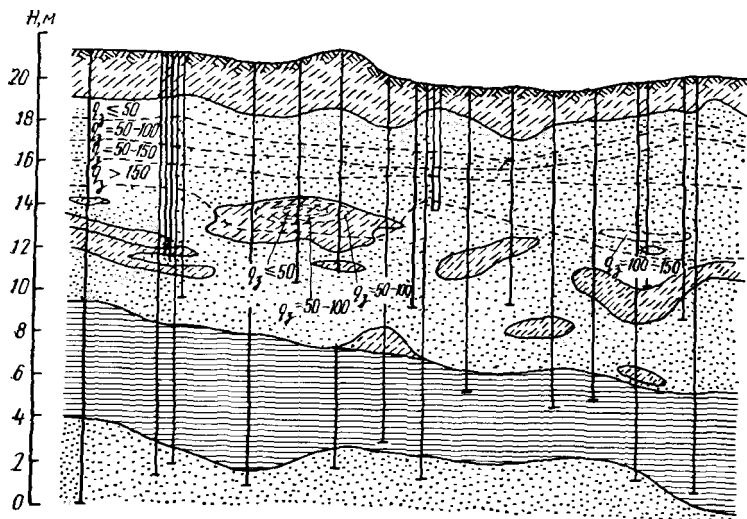


Рис. 54. Продольный профиль площадки, построенный по результатам статического зондирования (пунктиром показана граница зон с различным q_s)

Определение плотности песчаных и консистенции глинистых грунтов. Плотность песчаных грунтов является, как известно, одной из основных характеристик, используемых при расчете оснований сооружений. Однако определение плотности песка в лаборатории по образцам грунта, отобраным из скважин, дает сомнительные результаты, так как практически невозможно сохранить ненарушенное сложение грунта при отборе образцов и их транспортировании. Это же обстоятельство затрудняет установление корреляционных связей между сопротивлением зондированию q_s и плотностью песков в условиях их естественного залегания. Поэтому для установления указанных связей различные исследователи проводили опыты в резервуарах (колодцах) или других емкостях, в которых песок укладывался послойно до заданной постоянной плотности.

В результате обобщения данных экспериментов, а также опыта статического зондирования на строительных площадках в СН 448-72 и СНиП II-15-74 даны рекомендации для опреде-

Пески	q_3 , кгс/см ²	Плотность сложения
Крупные и средней крупности (независимо от влажности)	Более 150 150—50 Менее 50	Плотные Средней плотности Рыхлые
Мелкие (независимо от влажности)	Более 120 120—40 Менее 40	Плотные Средней плотности Рыхлые
Пылеватые маловлажные и влажные	Более 100 100—30 Менее 30	Плотные Средней плотности Рыхлые
Пылеватые водонасыщенные	Более 70 70—20 Менее 20	Плотные Средней плотности Рыхлые

ления плотности песков в зависимости от гранулометрического состава и сопротивления погружению конуса q_3 (табл. 16).

Данными табл. 16 рекомендуется пользоваться для глубины зондирования 2 м и более.

Надо иметь в виду, что такие факторы, как степень шероховатости зерен, коэффициент неоднородности, наличие даже малого количества пылеватых частиц и др., могут вызвать существенное отклонение от средних цифр, указанных в табл. 16. Приведем, в частности, результаты экспериментов, выполненных Мусом [70]. Им были проведены зондирования искусственно отсыпанных тонкими слоями однородных и неоднородных песков в котловане глубиной 3,8 м (рис. 55). Как видно из рисунка, сопротивление зондированию при одинаковой плотности выше у однородных песков (верхняя кривая).

Рассмотрим некоторые дополнительные рекомендации по оценке плотности песка. В работе [76] авторы приводят обобщенный график зависимости между относительной плотностью и сопротивлением зондированию на основании своих ранее опубликованных опытов на песках трех видов. Все данные довольно

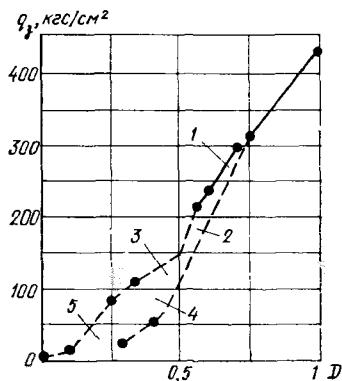


Рис. 55. График зондирования однородных и неоднородных песчаных грунтов (нижняя кривая относится к неоднородному крупному песку, верхняя — к однородному песку среднему и мелкому)

1 — очень плотный; 2 — плотный; 3 — средней плотности; 4 — рыхлый до средней плотности; 5 — рыхлый

хорошо укладываются на одну кривую, согласно которой пески средней плотности ($0,33 \leq D \leq 0,66$) имеют сопротивление зондированию от 20 до 85 кгс/см² (это по табл. 16 примерно соответствует данным для пылеватых песков).

В работе [71] приведены результаты тщательно выполненных опытов в насыпях из однородных ($u=2,2$) мелких и средних песков и неоднородной ($u=5,7$) смеси песка и гравия. Параллельные испытания в полевых условиях плотности и сопротивления зондированию позволили сделать вывод, что средняя плотность несвязных грунтов соответствует сопротивлению зондированию в пределах 75—150 кгс/см² (это по табл. 16 примерно соответствует данным для песков крупных и средней крупности).

Экспериментальные лабораторные данные показывают, что между углом внутреннего трения φ и коэффициентом пористости e существует обратно пропорциональная зависимость, которая для песков мелких и средней крупности на основе лабораторных данных может быть выражена формулой

$$\operatorname{tg} \varphi = 0,4/e. \quad (33)$$

Комбинируя формулы (28) и (33), получим зависимость

$$e = 2,8\gamma h / \ln q_3. \quad (34)$$

Как известно, пески средней крупности относятся к средне-плотным при $e=0,55-0,7$, а мелкие — при $0,6 \leq e \leq 0,75$. В соответствии с формулой (34) сопротивление зондированию для песков средней крупности и плотности будет равно 55—165 кгс/см², а для мелких песков — 40—110 кгс/см².

Таким образом, оценка плотности песков по приближенной формуле (34) дает практически те же результаты, что и табл. 16. Эта формула может быть также использована для приближенной оценки коэффициента пористости мелких и средних песков по данным зондирования.

Эксперименты, выполненные в ГПИ Фундаментпроект для глинистых грунтов, показали, что существует корреляционная связь между сопротивлением грунта погружению конуса и консистенцией грунта. В результате обработки материалов 207 экспериментов в глинах и суглинках аллювиального, флювиогляциального и гляциального (моренные) происхождения была получена следующая корреляционная зависимость:

$$I_L = 0,65 - 0,013q_3. \quad (35)$$

Коэффициент корреляции $r=0,71$, среднеквадратичная ошибка составляет 0,24. Это говорит о том, что консистенция грунтов может быть определена статическим зондированием весьма ориентировочно. В табл. 17 приводятся приближенные данные о консистенции глинистого грунта в зависимости от сопротивления погружению конуса q_3 .

Определение угла внутреннего трения несвязных грунтов. В настоящее время угол внутреннего трения песчаных грунтов

Таблица 17

q_3 , кгс/см ²	Консистенция глинистого грунта	q_3 , кгс/см ²	Консистенция глинистого грунта
>50 30—50	Твердая Полутвердая	10—30 <10	Тугопластичная Мягкопластичная и текучепластичная

для практических целей следует определять в соответствии с «Указаниями по зондированию грунтов для строительства» (СН 448—72), которыми установлена зависимость между сопротивлением зондированию и углом внутреннего трения φ^H для кварцевых и кварцево-полевошпатовых песков (табл. 18).

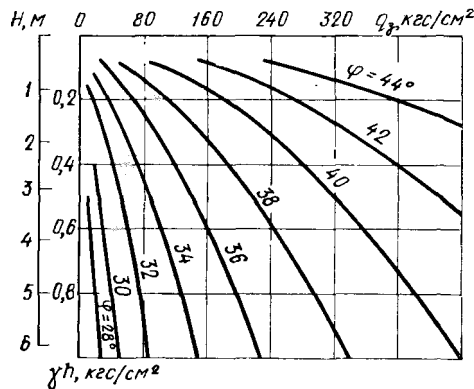


Рис. 56. Зависимость угла внутреннего трения φ от пригрузки γh и сопротивления песку погружению конуса q_3

Данными табл. 18 можно пользоваться для выбора типа фундамента, а также для проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений III и IV классов. Для проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений I и II классов нормативные характеристики должны уточняться для конкретного

Таблица 18

Пески	Глубина зондирования h , м	φ^H , град, при сопротивлении погружению конуса, кгс/см ²						
		10	20	40	70	120	200	300
Крупные	2	28	30	32	34	36	38	40
Средней крупности и мелкие	5 и более	26	28	30	32	34	36	38

участка изысканий на основе сопоставления данных зондирования с результатами исследований свойств грунтов лабораторными и полевыми методами.

Указанная таблица была составлена с учетом работы В. А. Ярошенко [37], которым на основе экспериментальных данных, а также теоретических решений В. Г. Березанцева была составлена таблица для определения угла внутреннего трения песков по данным статического зондирования с учетом его глубины. На основе этой таблицы нами составлен график (рис. 56) зависимости угла внутреннего трения φ от пригрузки γh и сопротивления песка погружению конуса q_3 (на графике глубина зондирования, соответствующая различным величинам пригрузки, подсчитана для плотности песка $1,6 \text{ т/м}^3$).

Сравнение данных табл. 18 с графиком (см. рис. 56) показывает, что расхождения в значениях φ не превосходят 1° . Это позволяет рекомендовать при глубинах, отличных от указанных в таблице (2 и 5 м), использовать график, приведенный на рис. 56, для определения угла внутреннего трения песков.

В то же время следует иметь в виду, что сравнение приведенных на рис. 43 кривой 2 (экспериментальный график Ж. Керизеля) и кривой 1 (теоретическое решение задачи предельного равновесия) с кривой 4, построенной по данным табл. 18 (СН 448—74) для глубины 5 м, показывает, что имеется возможность повысить примерно на 1° значения φ при сопротивлении зондированию более 160 кгс/см^2 . Следует также учитывать, что при сопротивлении зондированию менее 80 кгс/см^2 данные табл. 18 могут дать завышенные значения φ , что особенно опасно, так как относится к пескам, близким к рыхлому сложению.

Определение прочностных характеристик глинистых грунтов. В работе [32] обобщены и статистически обработаны имеющиеся в ГПИ Фундаментпроект результаты 202 лабораторных определений характеристик сопротивления сдвигу глинистых грунтов четвертичного возраста и статического зондирования, выполненного в непосредственной близости (не далее 5 м) от скважин, из которых отбирались образцы для лабораторных определений. Указанные данные были получены при стандартных лабораторных определениях характеристик сопротивления сдвигу в условиях одноплоскостного среза при нормальных давлениях 1 и 3 кгс/см^2 (ГОСТ 12248—66) и зондирования установками типа С-979 (СП-36) по методике ГОСТ 20069—74.

Испытуемые грунты представляли собой глины и суглинки четырех литолого-генетических типов из различных районов страны (Москвы и Московской обл., Рыбинска, Старого Оскола, Железнодорожска, Новокузнецка, Красноярска и др.). Показатели их основных физических свойств приведены в табл. 19.

Статистическая обработка экспериментального материала производилась по двум методикам: определялись корреляционные зависимости между q_3 и характеристиками сопротивления

Таблица 19

Литолого-генетический тип грунтов	Число образцов	Природная влажность	Плотность, т/м ³	Коэффициент пористости	Показатель консистенции
Аллювиальные	114	0,2—0,4	1,78—1,96	0,56—1,08	0,4—1
Делювиальные (непросадочные)	25	0,15—0,27	1,86—1,98	0,6—0,9	0,05—0,6
Флювиогляциальные	32	0,16—0,25	1,90—2,1	0,47—0,8	0—0,6
Гляциальные	31	0,11—0,21	2,02—2,24	0,35—0,69	0—0,6

Таблица 20

q_3 , кгс/см ²	φ , град	c , кгс/см ²	q_3 , кгс/см ²	φ , град	c , кгс/см ²
5	16	0,18	35	23	0,53
10	17	0,24	40	24	0,58
15	18	0,3	45	25	0,64
20	19	0,36	50	26	0,7
25	20	0,41	55	27	0,76
30	22	0,47	60	28	0,82

сдвигу φ и c (отдельно для каждой); определялись корреляционные зависимости между q_3 и сопротивлением грунта сдвигу τ_1 и τ_3 при нормальных давлениях 1 и 3 кгс/см². Анализ материала показал, что получаемые уравнения регрессии не зависят от вида глинистого грунта (глина или суглинки) и его литолого-генетического типа. Поэтому корреляционные зависимости определены для всей совокупности экспериментальных значений.

Обработка материала по первой методике показала, что коэффициент корреляции между q_3 и характеристиками сопротивления сдвигу φ и c составляет соответственно 0,71 и 0,7, т. е. связь слабая. Вместе с тем статистическая обработка показала для указанных четвертичных грунтов увеличение φ одновременно с увеличением удельного сцепления c , в результате чего и была разработана вторая методика.

Обработка материала по этой второй методике дала следующие результаты:

$$\tau_1 = 0,016q_3 + 0,39; \quad (36)$$

$$\tau_3 = 0,025q_3 + 0,92. \quad (37)$$

Коэффициент корреляции для формул (36) и (37) составляет соответственно 0,8 и 0,81, т. е. связь тесная.

Принимая во внимание, что $\tau_i = c + p \cdot \operatorname{tg} \varphi$, из указанных зависимостей легко получить расчетные формулы для определения φ и c :

$$\operatorname{tg} \varphi = 0,0045q_3 + 0,26; \quad (38)$$

$$c = 0,0116q_3 + 0,125. \quad (39)$$

В табл. 20 приведены подсчитанные по формулам (38) и (39) значения прочностных характеристик φ и c при $q_3=5-60$ кгс/см², для которого получены расчетные формулы. При этом среднее квадратическое отклонение для удельного сцепления грунта составляет 0,1 кгс/см², а для угла внутреннего трения — 2°.

Выявленное при статистической обработке экспериментального материала закономерное увеличение φ одновременно с уве-

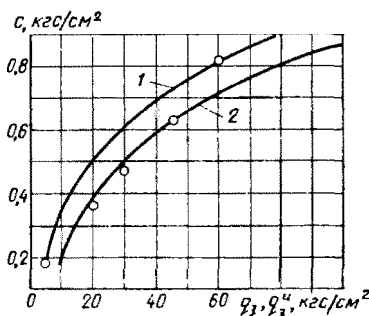


Рис. 57. Зависимость удельного сцепления от сопротивления зондированию q_3

1, 2 — при бытовом давлении 0,5 и 1 кгс/см²

личением удельного сцепления c позволяет использовать полученную ранее формулу (29) для раздельного определения характеристик прочности грунта φ и c .

Из формул (38) и (39) получим

$$\operatorname{tg} \varphi = 0,39c + 0,21. \quad (40)$$

Напомним формулу (29) для определения q_3 :

$$q_3 = (\gamma h N_q + c N_c) (1 - I_L^2).$$

На рис. 57 показаны графики зависимости удельного сцепления от сопротивления зондированию q_3 для бытовых давлений 0,5 и 1 кгс/см², построенные на основе совместного решения уравнений (40) и (29). На этом же графике кружками показана зависимость c от q_3 по табл. 20.

Следует отметить весьма близкие результаты, полученные при теоретическом решении и при статистической обработке экспериментальных данных. Вместе с тем теоретическое решение позволяло оценить и учесть влияние бытового давления. Следует также отметить, что в соответствии с формулой (29) при построении теоретических графиков на рис. 57 принято по оси абсцисс исправленное значение сопротивления зондированию, равное

$$q_3^u = \frac{q_3}{1 - I_L^2}, \quad (41)$$

Определив по графику удельное сцепление c , по формуле (40) находят угол внутреннего трения.

Определение модуля деформации грунтов. Многие исследователи указывают на наличие корреляционной зависимости между сопротивлением грунта погружению конуса зонда и модулем деформации грунта. Впервые такая зависимость была установлена в 1940 г. Бюисманом на основе теоретического решения. Он рассматривал пенетрометр в форме полушара и использовал формулу Буссинеска для определения напряжений. Бюисман принял, что под пенетрометром происходит только вертикальное упругое сжатие грунта и показал, что

$$E = \frac{3}{2} q_3. \quad (42)$$

Этой зависимостью пользуются в Голландии и Бельгии и в настоящее время.

Та же задача о вдавливании сферического зонда в бесконечно упругую среду рассмотрена В. И. Ферронским на основе решения Кельвина о силе, приложенной внутри упругого полупространства [33]. При величине деформации грунта, равной радиусу зонда, получена формула

$$E = \frac{3\pi\alpha(1+\mu)(3-4\mu)}{32(1-\mu)} q_3, \quad (43)$$

где α — коэффициент, равный 1—2.

Принимая $\alpha=2$, получим:
для песков ($\mu=0,3$)

$$E = 2q_3; \quad (44)$$

для глинистых грунтов ($\mu=0,35 \div 0,42$)

$$E = (1,9 - 2) q_3. \quad (45)$$

А. Весичем [87] предложена следующая эмпирическая зависимость для **песчаных грунтов**:

$$E = 2(1 + D^2) q_3, \quad (46)$$

где D — относительная плотность песка.

Таким образом, отношение E/q_3 должно изменяться от 2 — для очень рыхлых песков до 4 — для очень плотных песков.

Интересно отметить, что лабораторные эксперименты [82] показали качественно другую зависимость E от q_3 при изменении плотности сложения песка. В указанных экспериментах значение отношения E/q_3 колебалось от 2,7 до 10,8, при этом меньшие значения относились к более высоким значениям q_3 , т. е. более плотным пескам. Это автор работы объясняет тем, что при сопротивлении зондированию, большем 100 кгс/см², начинается интенсивное разрушение частиц песка.

На рис. 58 приведен полученный в работе [82] график зависимости $E/(1 - \mu^2)$ от q_3 . В специально разработанных и проведенных экспериментах модуль деформации и сопротивление погружению конуса (диаметром 10 мм) определялись на образцах

(диаметром 250 мм) грунта различной плотности и при различной пригрузке (до 5,6 кгс/см²).

Проведенные эксперименты показали, что соотношение $E/(1-\mu^2)$ и q_3 не зависят от пригрузки, пористости грунта, размера частиц и неоднородности состава грунта. При этом автор работы [82] считает, что сделанный ранее в работе [83] вывод о существенном влиянии пригрузки на отношение E/q_3 получен

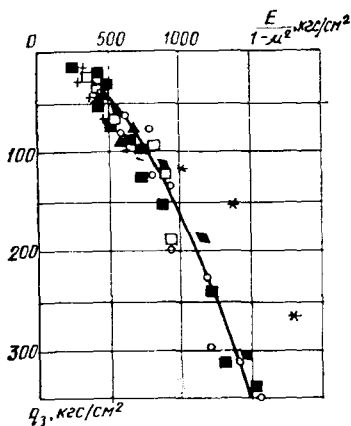


Рис. 58. Зависимость между q_3

$$\text{и } \frac{E}{1-\mu^2}$$

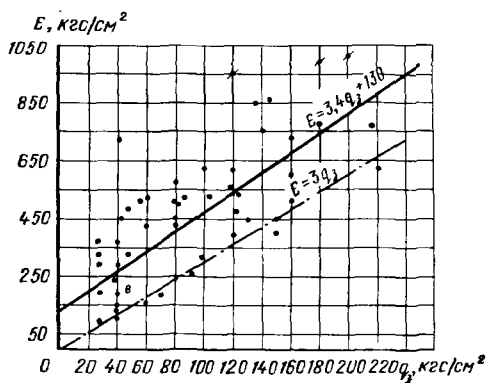


Рис. 59. Зависимость модуля деформации E по испытаниям штампом от q_3 для песков

из экспериментов, в которых не было возможности создавать заданную пригрузку. Полученные в работе [82] экспериментальные данные позволяют считать, что для песчаных грунтов установленная в конкретных экспериментах зависимость E от q_3 имеет достаточно общий характер.

Е. де Бером и А. Мартенсом [45] опубликованы данные о фактических осадках шести мостов с опорами на плотных песках и о расчетных осадках этих опор, определенных по результатам статического зондирования с использованием формулы (42). Для всех шести случаев отношение вычисленной осадки к фактической составило 1—2 (в среднем 1,5).

В данном случае результаты статического зондирования использовали для определения неравномерной осадки опор. Для этого из результатов трех зондирований принимали наибольшее и наименьшее значения сопротивления грунта под конусом зонда, по которым определяли минимальную и максимальную, а также неравномерную осадки.

Наиболее достоверно корреляционная зависимость между модулем деформации и сопротивлением грунта погружению конуса может быть определена на основе параллельных испытаний грунта штампом площадью 5000 см² по методике ГОСТ

12374—77 и статическим зондированием. К настоящему времени у нас в стране накоплено достаточно данных о таких параллельных испытаниях, проводившихся различными организациями. Испытания показали, что с достаточной для практических целей точностью зависимость E от q_3 может быть принята линейной.

В СН 448-72 даны следующие рекомендации для определения нормативных значений модуля деформации:

для песков

$$E^н = 3q_3; \quad (47)$$

для глин

$$E^н = 7q_3. \quad (48)$$

Для того чтобы показать возможную степень отклонения от этих рекомендаций, а также точность определения модуля деформации с помощью статического зондирования, приведем некоторые данные проведенных ГПИ Фундаментпроект исследований.

Для влажных мелких песков аллювиального происхождения средней плотности и плотных зависимость между сопротивлением грунта погружению конуса и модулем деформации, определенным по результатам испытаний песков в шахтах штампом площадью 5000 см^2 на глубинах от 2 до 15 м, получена из 50 испытаний. Результаты этих испытаний в виде графика показаны на рис. 59. Модуль деформации изменялся от 100 до 850 кгс/см^2 , а сопротивление грунта погружению конуса — от 30 до 180 кгс/см^2 . Корреляционная зависимость E от q_3 выражена уравнением регрессии

$$E = 3,4q_3 + 130. \quad (49)$$

При этом коэффициент корреляции составляет 0,8, а средне-квадратичное отклонение 185 кгс/см^2 .

Как видно из этих данных, между E и q_3 имеется тесная корреляционная связь. Сравнение значений модуля деформации, определенных по формулам (47) и (49), показывает, что модуль деформации, определенный по формуле (49), при $q_3 = 30 \text{ кгс/см}^2$ — в 2 раза, а при $q_3 = 200 \text{ кгс/см}^2$ — на 40% больше, чем определенный по формуле (47). На рис. 59 пунктиром показана зависимость E от q_3 по формуле, рекомендуемой СН 448—72.

В упомянутой ранее работе [71] модуль деформации определялся по данным осадки насыпи под нагрузкой и соответствовал

$$E = 5q_3. \quad (50)$$

График, построенный по опытам ГПИ Фундаментпроект (см. рис. 59), и данные работы [71] показывают, что имеется возможность принятия более высоких значений модуля деформации несвязных грунтов, однако в каждом случае для этого требуется специальное обоснование.

Следует отметить, что во многих странах при определении модуля деформации песков статическим зондированием пользуются соотношением $E = (1,5-2) q_z$. Это связано с тем, что при определении зависимости между модулем деформации и сопротивлением зондированию берут значения модулей деформации, полученные при испытании образцов в лаборатории или полевых испытаниях очень малыми штампами. И в том и в другом слу-

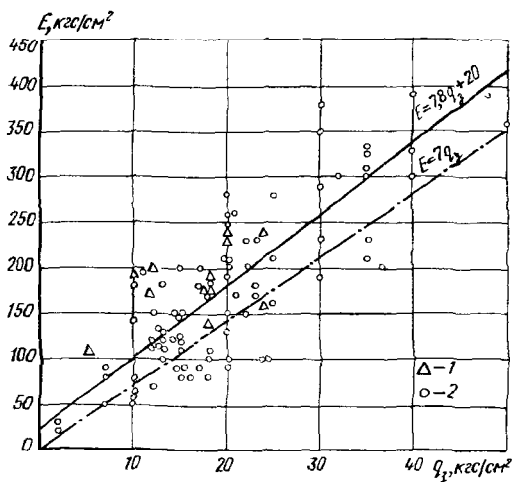


Рис. 60. Зависимость модуля деформации E от q_z в глинистых грунтах при испытаниях штампом

1 — глины; 2 — суглинки

чае получают заниженные значения модуля деформации, что и приводит к низкому коэффициенту (1,5—2) в формуле перехода от сопротивления зондированию к модулю деформации.

Приведенные данные показывают целесообразность для крупных объектов проведения параллельных испытаний грунтов штампом и зондированием, что позволит принять для местных условий более высокие значения модуля деформации.

Для связных грунтов зависимость E от q_z , показанная на рис. 60, получена по 97 испытаниям четвертичных глин и суглинков. Модуль деформации грунтов изменялся от 20 до 390 кгс/см², а сопротивление грунта погружению конуса — от 2 до 50 кгс/см². Корреляционная зависимость E от q_z выражена уравнением регрессии

$$E = 7,8q_z + 20. \quad (51)$$

При этом коэффициент корреляции составляет 0,88, а среднеквадратичное отклонение — 42 кгс/см².

Сравнение значений модуля, определенных по формулам (51) и (48), показывает, что модуль деформации, определенный по формуле (51), при $q_a = 10 \text{ кгс/см}^2$ — на 40%, а при $q_a = 50 \text{ кгс/см}^2$ — на 17% больше, чем определенный по формуле (48). На рис. 60 пунктиром показана зависимость E от q_a , принятая в СН 448—72 [см. формулу (48)].

Результаты большого числа параллельных испытаний глинистых грунтов статическим зондированием и испытаний образцов в одометре приведены в работе [77]. Грунты представлены глинами, имеющими влажность на границе текучести менее 0,5, прочность при недренированном сдвиге от 0,1 до 1,5 кгс/см² и сопротивление погружению конуса от 2 до 40 кгс/см². Приведенный в работе график показывает, что результаты сравнения практически не зависят от вида глинистого грунта, поэтому на рис. 61 приведен обобщенный график зависимости одометрического модуля деформации от сопротивления зондированию. Как видно из графика, отношение $d = E/q_a$ изменяется от 2 до 8, составляя в среднем 4. Учитывая, что указанное отношение определено для модуля деформации, подсчитанного по лабораторным испытаниям, можно считать, что для модуля деформации, определенного по испытаниям штампом, это отношение будет в 2—4 раза больше.

Из приведенных данных также видна целесообразность в некоторых случаях установления местных зависимостей E от q_a , особенно для слабых грунтов с $q_a < 20 \text{ кгс/см}^2$. Вместе с тем приходится учитывать, что проведение испытаний слабых грунтов штампом является трудоемкой работой. Поэтому решение о методе определения модуля деформации следует принимать на основе тщательных технико-экономических сравнений.

Поскольку модуль деформации используется при определении осадок зданий и сооружений, рассмотрим один из возможных методов определения осадок по результатам статического зондирования, применение которого особенно целесообразно для слоистой среды. Метод разработан Шмертманом [78]. Обычно осадку основания определяют, принимая какой-либо закон распределения напряжения по глубине (например, Буссинеска) и считают, что распределение относительных деформаций по глубине подобно распределению вертикальных напряжений. В этом случае наибольшие относительные деформации должны бы быть

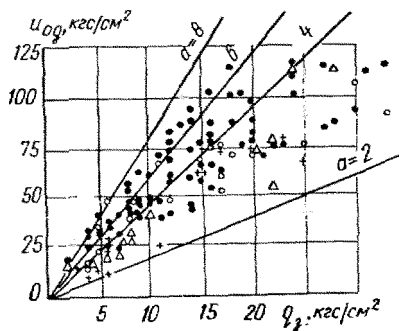


Рис. 61. Зависимость одометрического модуля деформации (ось ординат) от q_a в глинистых грунтах

непосредственно под подошвой фундамента. Однако в действительности этого не происходит, потому что осадка зависит не только от существующего и дополнительного вертикальных напряжений сдвига и их соответствующих отношений к разрушающему напряжению сдвига.

Шмертман на основе имеющихся теоретических решений и экспериментов о распределении осадки фундамента на песчаном

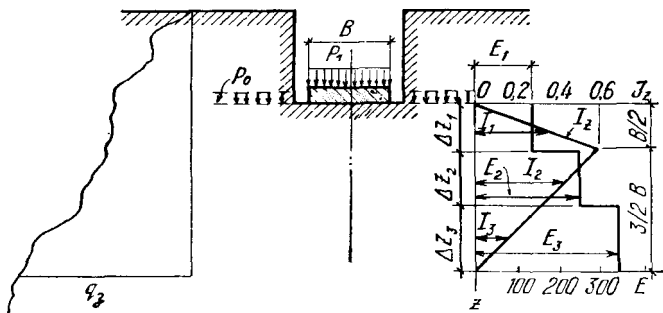


Рис. 62. Схема к расчету осадки по методу Шмертмана

основании по глубине принимает, что максимальная относительная осадка наблюдается на глубине $B/2$, где B — ширина (диаметр) фундамента.

Теоретические решения методом конечных элементов для широкого диапазона изменения диаметра фундамента (от 30 см до 30 м) показали, что осадка затухает почти полностью на глубине $2B$. График относительной осадки, характеризующийся так называемым коэффициентом влияния осадки I_z , показан на рис. 62 (при максимальном значении $I_z=0,6$ на глубине $z=B/2$). Умножая коэффициент влияния осадок на p/E , получают относительную осадку.

В этом случае осадка фундамента определяется по формуле (все обозначения см. на рис. 62)

$$S = (p_1 - p_0) \sum_0^{2B} \left(\frac{I_z}{E} \right) \Delta z. \quad (52)$$

В формуле (52) нами для упрощения опущены два коэффициента, учитывающие влияние заглубления фундамента и увеличение осадки во времени, поскольку методы их определения ненадежны.

На рис. 62 показаны вспомогательные построения для вычислений по формуле (52). На глубину до $2B$ под фундаментом наносят значения модуля деформации различных слоев (на рис. 62

три слоя). Определяют середину каждого слоя и соответствующее этому уровню значение I_z . Для каждого слоя определяют значения $I_z \Delta z / E$ и суммируют их.

Отметим, что для однородного основания с постоянным модулем деформации осадка фундамента будет

$$S = \frac{0,6 (p_1 - p_0) B}{E} \quad (53)$$

Для определения модуля деформации песчаного основания Шмертман использует результаты статического зондирования голландским конусом площадью основания 10 см^2 , а также испытания грунта жестким штампом размером $30 \times 30 \text{ см}$ и винтовой сваей с лопастью площадью 900 см^2 . Всего было проведено 12 испытаний штампом и 53 испытания винтовой сваей. Используя данные испытаний и результаты статического зондирования, автор получает следующую формулу для определения модуля деформации:

$$E = 2q_a \quad (54)$$

Подставив в формулу (52) значение E , полученное по формуле (54), автор сравнил расчетные осадки по этой формуле с имеющимися в литературе данными о фактической осадке сооружений. Им рассмотрены данные по 16 площадкам с различными сооружениями в 10 странах мира. Сравнение показало хорошую сходимость результатов: в 21 случае из 36 рассчитанных расхождения между расчетной и замеренной осадками не превышали $\pm 20\%$, при этом только в трех случаях фактическая осадка превышала расчетную более чем на 20% .

Учитывая простоту расчета осадок по указанному методу и хорошую сходимость расчетных осадок с фактическими, можно рекомендовать этот метод для ориентировочных расчетов осадок песчаных оснований. При этом модуль деформации по данным статического зондирования следует принимать по формуле (54), так как рекомендуемый метод дает наилучшую сходимость расчетных и фактических осадок именно при этом значении модуля деформации.

Следует отметить, что график (см. рис. 62) коэффициента влияния осадки получен на основе теоретических решений для фундамента на поверхности (незаглубленного). Однако при использовании для определения модуля деформации грунта графика статического зондирования не требуется учета заглубления фундамента, так как даже для сравнительно однородного грунта сопротивление погружению конуса возрастает с глубиной. Поэтому среднее сопротивление зондированию в интервале заглубления $0-2B$ (для фундамента на поверхности) будет меньше, чем среднее сопротивление зондированию в интервале $B-3B$ (для фундамента, заглубленного на глубину B).

Следует также иметь в виду, что график I_z получен для случая круглого или квадратного фундамента (осесимметричная

задача). Однако Шмертман рекомендует использовать этот метод и для расчета прямоугольных фундаментов. С увеличением отношения L/B прямоугольного фундамента общая нагрузка на основание (при постоянных B и p) возрастает, что должно вызывать большую осадку прямоугольного фундамента по сравнению с квадратным. Однако при значительной величине L/B осадка происходит в условиях плоской деформации.

При переходе от осесимметричной деформации к плоской происходит некоторое увеличение угла внутреннего трения песчаного основания. Увеличение прочности основания приводит к уменьшению его сжимаемости. Таким образом, при осадках квадратного и прямоугольного фундаментов действуют два противоположных по результатам фактора, в известной мере компенсирующих один другой.

В приведенном выше расчете принято, что график I_z не зависит от последовательности чередования слабых и плотных напластований грунтов. При наличии в пределах глубины $2B$ от подошвы фундамента плотных практически несжимаемых грунтов деформации основания ниже кровли этого слоя не учитываются.

Определение глубины заложения фундамента и нормативного давления на грунт. При выборе несущего слоя (назначении глубины заложения фундамента) используют график сопротивления грунта погружению конуса, учитывая однородность и выдержанность слоя грунта. При этом следует иметь в виду, что, когда конус зонда еще не дошел на 40—50 см до плотного несущего слоя, сопротивление грунта погружению конуса начинает иногда резко возрастать. Поэтому при определении глубины заложения фундаментов наряду с данными зондирования необходимо использовать имеющиеся данные по геологическим выработкам и стремиться к тому, чтобы обеспечить некоторое заглубление фундамента в выбранный более прочный несущий слой.

При проектировании фундаментов сооружений III и IV классов с подошвой шириной от 0,6 до 1,5 м и глубиной заложения от 1 до 2,5 м в соответствии с «Указаниями по зондированию грунтов для строительства» (СН 448—72) разрешается определять условные расчетные давления на суглинки и глины в зависимости от сопротивления грунта погружению конуса:

q_3 , кгс/см ²	10	20	30	40	50	60
R_0 , кгс/см ²	1,2	2,2	3,1	4	4,9	5,8

В тех же условиях расчетные давления для песков принимаются по табл. 1 прил. 4 к СНиП II-15-74, составленной на основании данных о плотности, полученных по результатам статического зондирования (см. табл. 16).

При проектировании сооружений I и II классов условные расчетные давления на грунт должны приниматься на основе

комплексного изучения инженерно-геологических условий и строительных свойств грунтов лабораторными и полевыми методами.

Определение несущей способности свай. Применение статического зондирования для определения сопротивления грунта под острием свай является одним из главных направлений в использовании этого метода.

Это объясняется тем, что вдавливание зонда в грунт аналогично забивке свай: зонд является как бы моделью свай. Как показывают исследования в лабораторных и полевых условиях, явления, происходящие при забивке в грунт свай (разного поперечного сечения, идентичны и не зависят от их размера. Исследования погружения зонда в песчаные грунты показали, что деформации сдвига и уплотнения (сжатия) грунта происходят у нижней части зонда, при этом наибольшие напряжения сжатия находятся примерно на $4d$ ниже острия зонда. Такая картина деформаций грунта показывает, что сопротивление погружению зонда должно определяться как прочностными (ϕ , c), так и деформационными (E , μ) свойствами грунта. В связи с этим теоретическое решение задачи о сопротивлении грунта погружению свай является исключительно трудным. Поэтому применение зонда, имитирующего работу свай в грунте, для определения несущей способности свай является оправданным и весьма целесообразным.

В настоящее время в отечественной практике строительства накоплен обширный материал по результатам испытаний свай статической нагрузкой с одновременным испытанием грунтов статическим зондированием.

Результаты проведенных за рубежом испытаний были обобщены Э. Мензенбахом в докладе «Определение допускаемой нагрузки на острие свай при помощи статического зондирования» [66], представленном на V Международном конгрессе по механике грунтов и фундаментостроению. В докладе обобщены данные 88 испытаний свай и проведенных параллельно испытаний грунта статическим зондированием. Площадь поперечного сечения свай составляла 109—11684 см², сопротивление погружению конуса — 25—180 кгс/см². Почти во всех случаях испытания проводили в песках.

Обозначив через F_1 отношение сопротивления грунта погружению конуса q_3 к предельному сопротивлению грунта под свайей R , на основе математической обработки данных всех 88 испытаний Э. Мензенбах получил следующую формулу:

$$F_1 = 1 + 5 \cdot 10^{-7} q_3^{1,3} A, \quad (55)$$

где A — площадь поперечного сечения свай, см².

Из данных табл. 21 видно, что предельное сопротивление грунта под острием свай меньше, чем под конусом зонда, при этом предельное сопротивление грунта уменьшается при увеличении диаметра свай.

A, см ²	F_1 при q_3 , кгс/см ²		
	50	100	200
1000	1,06	1,2	1,5
2000	1,2	1,4	2

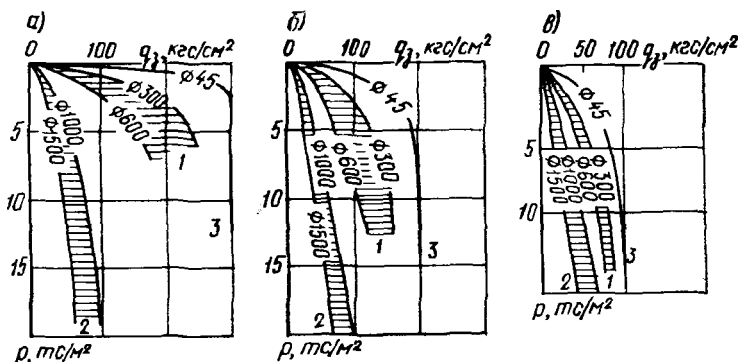


Рис. 63. Графики предельного сопротивления песков основания

а — очень плотных; *б* — плотных; *в* — средней плотности; 1 — обычные сваи; 2 — сваи большого диаметра; 3 — зонд диаметром 45 мм

Статистическая обработка данных 88 испытаний показывает, что при $F_1=2$ имеется 95%-ная гарантия того, что фактическое соотношение сопротивления грунта под конусом зонда и под острием сваи не превысит 2.

Из табл. 21 видно также, что при постоянном диаметре сваи разница между сопротивлением грунта под конусом зонда и под острием сваи уменьшается при уменьшении несущей способности грунта.

Аналогичные выводы были получены Ж. Керизелем [57] на основе проведенных им опытов и обобщения опубликованных материалов. Ж. Керизель проводил опыты по погружению свай и зондов в опытном железобетонном колодце диаметром 6,4 м и глубиной 10,25 м, в который послойно укладывали песок, уплотняемый вибрированием до различной заданной плотности. Обобщая имеющиеся материалы, Ж. Керизель построил графики (рис. 63), которые подтверждают сделанные выше выводы о том, что сопротивление грунта под конусом зонда больше, чем под острием сваи.

Весьма интересную интерпретацию графиков Ж. Керизеля дает Бюисон [75]. На рис. 64 построены (для объемного веса

грунта, равного единице) кривые предельного сопротивления грунта в зависимости от относительного погружения острия в грунт и диаметра сваи. Из графика видно, что при постоянном предельном давлении относительное заглубление острия будет минимальным при диаметрах сваи 30—40 см. Из рисунка видно также, что определенному предельному сопротивлению грунта

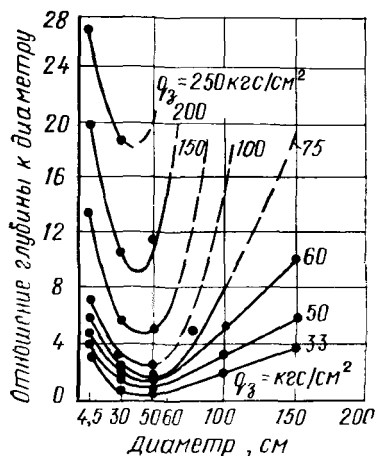


Рис. 64. Графики предельного сопротивления грунта под острием сваи в зависимости от заглубления ее в грунт

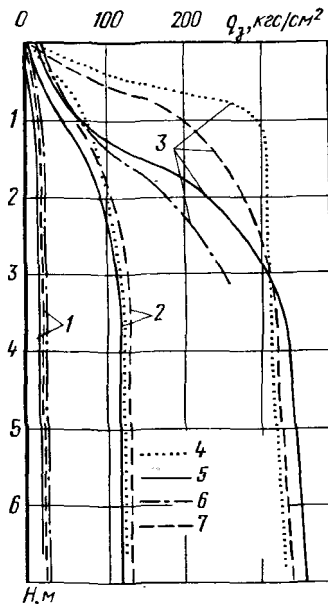


Рис. 65. Графики обобщенных результатов опытов Ж. Керизеля в песках различной плотности

1 — при $\gamma_{ск}=1,58$, $D=72\%$, $\varphi=35^\circ$, песок рыхлый; 2 — при $\gamma_{ск}=1,69$, $D=86,5\%$, $\varphi=38,5^\circ$, песок средней плотности; 3 — при $\gamma_{ск}=1,75$, $D=94\%$, $\varphi=42^\circ$, песок очень плотный; 4, 5, 6 и 7 — при диаметре наконечника соответственно 42, 216, 110 и 320 мм

и относительному заглублению острия соответствуют два диаметра, один из которых меньше «критического» диаметра (равного 30—40 см), а другой больше.

Имеется некоторое сходство между формой кривых на рис. 64 и кривых, полученных Прессом, а также Кеглером и Шейдигом в процессе испытания грунтов штампом на поверхности. Указанные опыты показали, что осадка под данной удельной нагрузкой будет минимальной при диаметре штампа около 25 см (см. рис. 3). Эти эксперименты вызвали тогда (в 1930 г.) большую дискуссию, однако в последующем были подтверждены рядом исследователей.

График, показанный на рис. 64, отличается от графиков названных исследователей тем, что при испытании свай по оси

ординат откладывали относительное заглубление острия свай, а при испытании грунтов штампом на поверхности — осадку штампа. Интересно отметить, что величина «критического» диаметра в обоих случаях почти одинакова. Вместе с тем можно предполагать, что даже для одного вида испытаний величина «критического» диаметра зависит от вида испытываемых грунтов.

Ж. Керизель обработал результаты испытаний, собранные Э. Мензенбахом, разделив их на несколько групп в зависимости

Таблица 22

Показатель	Значения показателей при плотности песка, г/см ³		
	1,58	1,68	1,75
Угол внутреннего трения (по трехосным испытаниям), град	35	38	42
Предельное сопротивление грунта погружению конуса, кгс/см ²	20	120	340
Критическая глубина зондирования, м, для зондов диаметром, мм:			
110—320	1,8	3,2	4
42	1,8	3,2	1

от сопротивления грунта погружению конуса. Он показал, что при небольших сопротивлениях грунта сопротивление под конусом меньше, чем под острием свай. Из 88 испытаний, обобщенных Э. Мензенбахом, в 32 испытаниях сопротивление грунта под конусом зонда было меньше, чем под острием свай.

На рис. 65 показаны результаты более поздних экспериментов Ж. Керизеля, проведенных в том же колодце. Следует обратить внимание на исключительную тщательность проведения указанных экспериментов. Так, каждый опыт повторялся 3 раза при одной и той же плотности песка, причем каждый раз после нового послонного заполнения колодца песком с заданной плотностью, продолжительность которого составляла 2 мес. Как видно из этого рисунка, для очень плотного песка сопротивление зондированию в значительной мере зависит от диаметра. С уменьшением плотности песка влияние диаметра на сопротивление зондированию уменьшается. Каждой плотности песка соответствует определенное предельное сопротивление грунта погружению конуса, которое наступает с определенной глубины, называемой критической.

Характеристики песков и критическая глубина зондирования для песков различной плотности приведены в табл. 22.

Говоря о критической глубине зондирования, следует отметить, что в работе [76] авторы на основе собственных опытов в

песках и опытов Ж. Керизеля дают следующую эмпирическую формулу для определения критической глубины $h_{кр}$, см:

$$h_{кр} = 25 \sqrt{d \left(1 + \frac{q_a}{100} \right)}, \quad (56)$$

где d — диаметр зонда, см; q_a — сопротивление зондированию, кгс/см².

При наличии пригрузки критическая глубина составляет примерно половину глубины, определяемой по формуле (56).

Опытов в глинистых грунтах, аналогичных по масштабу опытам Ж. Керизеля, не проводилось. Вместе с тем имеющиеся данные параллельных испытаний грунтов сваей-штампом и зондированием показывают, что предельное сопротивление грунта под сваей меньше, чем под зондом диаметром 36 мм. При этом с повышением твердости глинистых грунтов эта разница сопротивлений возрастает.

С учетом всего накопленного опыта в СНиП II-Б.5-67 при определении несущей способности свай было рекомендовано нормативное сопротивление грунта под острием забивной сваи определять по формуле

$$R^n = 0,5 \bar{q}_a, \quad (57)$$

где \bar{q}_a — среднее сопротивление по графику зондирования на участке, расположенном в пределах одного d выше и $4d$ ниже отметки острия проектируемой сваи (d — диаметр круглой или сторона квадратной сваи).

Нормативное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи принималось равным сопротивлению грунта по боковой поверхности зонда. Эта рекомендация СНиП II-Б.5-67 успешно применялась для определения несущей способности свай. Однако в отдельных случаях расхождение между значениями несущей способности свай, определенными по данным статического зондирования и по результатам испытаний статической нагрузкой, оказывалось значительным, вследствие чего потребовалось дальнейшее уточнение методики определения несущей способности свай по данным статического зондирования.

Институт Фундаментпроект провел более 150 параллельных испытаний забивных свай статической нагрузкой и грунта статическим зондированием с помощью установки СП-36, разработанной им. Испытания выполнялись на площадках, расположенных в различных районах Советского Союза и сложенных песчаными и глинистыми грунтами различного возраста и происхождения. Это позволило проверить рекомендации СНиП II-Б.5-67 по определению несущей способности забивных свай в широком диапазоне получаемых при зондировании характеристик грунтов и изменений несущей способности свай [30].

На рис. 66 приведены результаты сопоставления подсчитанных, согласно СНиП II-Б.5-67, значений нормативного сопротивления свай P_n со значениями нормативного сопротивления свай

$P_{ст}$, найденными по данным их статических испытаний при осадке сваи 8 мм ($1/10$ осадки сооружений $S=8$ см).

Сопоставление выполнено для 153 параллельных испытаний, проведенных на 57 площадках. Глубина погружения свай изменялась от 3 до 11 м, поперечное сечение — от 25×25 до 35×35 см. Среднее удельное сопротивление грунта под конусом зонда на расчетном участке, равном $5d$ (d — сторона сечения сваи), из-

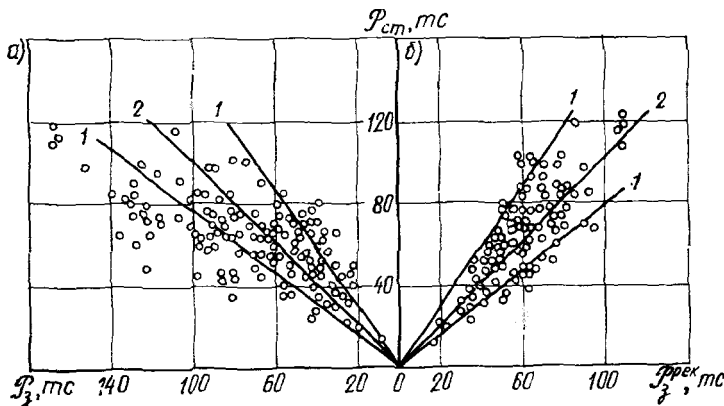


Рис. 66. Сопоставление нормативного сопротивления свай, определенного статическим испытанием и по результатам статического зондирования

a — по прежней рекомендации СНиП II-B.5-67; *б* — по рекомендации, включенной в СНиП II-B.5-67 в 1972 г.; 1 — линия отклонения сопротивлений на 30%; 2 — линия абсолютной сходимости сопротивлений

менялась от 8 до 320 кгс/см^2 , общее сопротивление трению по боковой поверхности зонда — от 0,5 до 9,7 тс. Нормативное сопротивление свай $P_{ст}$ изменялось от 12 до 120 тс.

Как видно из рис. 66, *a*, значения нормативного сопротивления свай $P_з$ во многих случаях существенно отличаются от значений нормативного сопротивления $P_{ст}$, получаемых непосредственно по данным статических испытаний свай. Так, почти в 50% случаев (в 70 из 153 испытаний) отклонения $P_з$ от $P_{ст}$ превышают 30%, причем относительная погрешность при определении нормативного сопротивления свай по данным зондирования достигает 144% в сторону завышения и 52% в сторону занижения несущей способности свай. Средняя относительная погрешность составляет соответственно +40 и -25%.

Анализ и статистическая обработка результатов указанных 153 параллельных испытаний показали, что точность определения несущей способности свай по данным статического зондирования может быть существенно повышена, если переходные коэффициенты от сопротивления грунта под конусом зонда к сопротивлению грунта под острием сваи и от удельного сопротивления грунта по боковой поверхности зонда к удельному

сопротивлению грунта по боковой поверхности сваи принимать не постоянными, а зависящими соответственно от среднего удельного сопротивления грунта под конусом зонда q_3 и среднего удельного сопротивления грунта по боковой поверхности зонда f . В этом случае формула для определения нормативного сопротивления свай по данным зондирования будет иметь вид

$$P_3^{\text{рек}} = \lambda_1 \bar{q}_3 F + \lambda_2 f U h, \quad (58)$$

где F — площадь поперечного сечения сваи; U — периметр поперечного сечения сваи; h — глубина забивки сваи; λ_1, λ_2 — переходные коэффициенты.

Значения переходных коэффициентов λ_1 и λ_2 приведены ниже:

q_3 , кгс/см ²	25	50	75	100	150	200
λ_1	0,75	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25
f , тс/м ²	2	4	6		8	10
λ_2	1,5	1	0,7		0,5	0,4

Результаты сопоставления подсчитанных по формуле (58) значений нормативного сопротивления свай $P_3^{\text{рек}}$ со значениями $P_{\text{ст}}$, найденными по результатам статических испытаний свай, приведены на рис. 66, б. Как видно из рисунка, сходимость определенных по формуле (58) значений нормативного сопротивления свай со значениями, полученными по данным статических испытаний, значительно выше сходимости, полученной при использовании постоянных коэффициентов перехода от сопротивления грунта под конусом зонда к сопротивлению грунта по боковой поверхности сваи.

Так, лишь в 23 случаях из 153 (15%) отклонения $P_3^{\text{рек}}$ от $P_{\text{ст}}$ превышают 30%, причем максимальная относительная погрешность составляет 75%, что почти в 2 раза меньше, чем при постоянных коэффициентах. Средняя относительная погрешность составляет 20% в сторону завышения и 16% в сторону занижения несущей способности свай, т. е. также почти в 2 раза меньше, чем при использовании постоянных коэффициентов перехода от сопротивления грунта под конусом зонда к сопротивлению грунта под острием сваи и от удельного сопротивления грунта по боковой поверхности зонда к удельному сопротивлению грунта по боковой поверхности сваи.

В конце 1972 г. эта уточненная рекомендация одновременно с методикой определения несущей способности свай по результатам статического зондирования установкой С-832 была включена в СНиП II-Б.5-67*.

С небольшими изменениями эта рекомендация включена и в действующие с 1 января 1979 г. СНиП II-17-77. При этом необходимо иметь в виду, что по СНиП II-17-77 в качестве несущей способности принимается расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, умноженная на коэффициент надежности (который при испытании свай статической нагрузкой принимается равным $k_n=1,25$), в то время как по СНиП II-Б.5-67 за несущую способность принималась расчетная нагрузка на сваю. В связи с

этим необходимо было повысить переходные коэффициенты λ_1 и λ_2 (которые в СНиП обозначены β_1 и β_2). Фактически в результате некоторого уточнения и округления значений коэффициенты β_1 были повышены в среднем на 15%, а коэффициенты β_2 — на 35%.

В настоящее время, по рекомендациям СНиП II-17-77, частное значение предельного сопротивления забивной сваи в точке зондирования Φ_3 , тс, определяют по формуле

$$\Phi_3 = R_3 F + fhU, \quad (59)$$

где R_3 — сопротивление грунта под нижним концом сваи, по данным зондирования, тс/м²; F — площадь поперечного сечения сваи, м²; f — сопротивление грунта по боковой поверхности сваи по данным зондирования, тс/м²; h — глубина забивки сваи, м; U — периметр поперечного сечения сваи, м.

Сопротивление грунта под нижним концом сваи, тс/м², по результатам зондирования определяется по формуле

$$R_3 = \beta_1 q_3, \quad (60)$$

где β_1 — коэффициент, принимаемый: при зондировании установками типа С-979, фиксирующими общее сопротивление грунта по боковой поверхности зонда, по табл. 23; при зондировании установками С-832, фиксирующими удельное сопротивление грунта по боковой поверхности зонда вблизи его наконечника, — равным 0,5; q_3 — среднее значение сопротивления грунта, тс/м², под наконечником зонда, полученное из опыта на участке, расположенном в пределах одного d выше и $4d$ ниже отметки острия проектируемой сваи.

Сопротивление грунта по боковой поверхности сваи f , тс/м², по результатам зондирования определяется по формулам:

при зондировании установками типа С-979

$$f = \beta_2 f_3; \quad (61)$$

при зондировании установками С-832

$$f = \frac{\sum \beta_i f_{3i} l_i}{h} \quad (62)$$

где β_2 , β_i — коэффициенты, принимаемые по табл. 23; f_3 — среднее удельное сопротивление грунта по боковой поверхности зонда, тс/м², определяемое как частное от деления измеренного общего сопротивления грунта по боковой поверхности зонда на площадь его боковой поверхности в пределах от поверхности грунта в точке зондирования до уровня расположения нижнего конца сваи в выбранном несущем слое; f_{3i} — среднее удельное сопротивление i -го слоя грунта по боковой поверхности зонда, тс/м²; l_i — толщина i -го слоя грунта, м; h — то же, что и в формуле (59).

Коэффициенты β_1 , β_2 и β_i перехода от сопротивления грунта при зондировании под наконечником зонда q_3 к сопротивлению грунта под нижним концом сваи R_3 и от сопротивления грунта по боковой поверхности зонда f_3 , f_{3i} к сопротивлению грунта по боковой поверхности сваи f приведены в табл. 23.

В связи с использованием для определения несущей способности забивных свай установок статического зондирования двух типов — с измерением общего трения по длине зонда и локального трения по длине муфты трения, расположенной над конусом

Таблица 23

q_z , тс/м ²	Коэффициент β_1 перехода от q_z к R_z	$f_z \cdot f_{zi}$, тс/м ²	Коэффициент β_2 перехода от f_z к f	Коэффициент β_i перехода от f_{zi} к f при глубине расположения слоя грун- та, м			
				1	2	3	h
≤ 250	0,8	≤ 2	1,5	0,5	0,53	0,57	0,6
500	0,65	4	1	0,21	0,33	0,44	0,55
750	0,55	6	0,75	0,17	0,27	0,39	0,5
1000	0,45	8	0,6	0,15	0,24	0,37	0,5
1500	0,35	10	0,5	0,14	0,22	0,36	0,5
≥ 2000	0,3	≥ 12	—	0,12	0,2	0,35	0,5

Примечание. При глубине расположения слоя от 3 м до h значение коэффициента β_i определяется интерполяцией, h — то же, что и в формуле (59). Зонда, — возникает вопрос о точности определения несущей способности свай этими двумя методами.

Результаты сравнения этих двух методов приведены в работе [31]. Для сравнения использованы данные 153 испытаний свай зондированием установкой С-979 и 102 испытания свай установкой С-832. Полученные результаты сравнения приведены в табл. 24.

Таблица 24

Метод определения предельного сопротивления свай	Отклонение, %, от результатов испытания свай статической нагрузкой		
	более 30	среднее	
		в сторону завышения	в сторону занижения
При измерении общего трения	15	20	16
То же, локального трения	41	57	22

Как видно из табл. 24, сходимость между полученными по расчету и фактическими (по испытаниям) значениями предельного сопротивления свай значительно лучше при измерении общего трения по боковой поверхности зонда, чем при измерении локального трения. Поэтому для определения несущей способности свай целесообразнее измерять общее трение по боковой поверхности зонда. Измерения локального трения могут быть полезны при определении вида и свойств грунтов, в частности при оценке устойчивости оснований.

Следует отметить, что в ГПИ Фундаментпроект были обработаны результаты указанных 153 параллельных испытаний свай и зондирования для определения несущей способности свай по общему сопротивлению зондированию. Математическая обработка результатов экспериментов показала [84], что в этом случае

сходимость несколько хуже, чем при определении несущей способности свай по данным раздельного замера сопротивления конуса и трения грунта по боковой поверхности зонда. Среднее отклонение в сторону завышения составило 28%, в сторону занижения — 21%. Определение несущей способности свай по общему сопротивлению зондированию позволило бы значительно упростить конструкцию установок для статического зондирования. Однако при проектировании свайных фундаментов одним из главных вопросов является правильное определение несущего слоя, который наиболее надежно определяется по сопротивлению конуса зонда.

Поэтому при проектировании свайных фундаментов следует считать наиболее целесообразным использование установок статического зондирования с раздельным замером сопротивления конуса зонда и трения грунта по поверхности всего зонда.

Для винтовой сваи частное значение предельного сопротивления, по данным зондирования, в рассматриваемой точке определяют, как и для забивной сваи, по формуле (59) со следующими изменениями:

величина h должна быть уменьшена на величину диаметра лопасти;

среднее значение сопротивления грунта под наконечником зонда q_3 принимается на участке, равном одному диаметру лопасти, выше или ниже лопасти в зависимости от направления нагрузки;

коэффициент β_1 перехода от q_3 к R_3 при зондировании установкой типа С-979 принимается по табл. 25.

Таблица 25

q_3 , тс/м ²	Коэффициент β_1 при нагрузках	
	сжимающих	выдергивающих
250	0,45	0,38
500	0,32	0,27
750	0,26	0,22
1000	0,23	0,19
1500	—	—
≥ 2000	—	—

Для винтовых свай в песчаных грунтах, насыщенных водой, значения коэффициента перехода β_1 должны быть уменьшены в 2 раза.

Определив частные значения предельного сопротивления забивной или винтовой сваи в точке зондирования Φ_3 , тс, несущую способность забивной висячей и винтовой свай определяют по формуле

$$\Phi = \frac{m \sum_{i=1}^n \Phi_3}{nk_r}, \quad (63)$$

где m — коэффициент условий работы, принимаемый для забивных свай — $m=1$, для винтовых свай — по табл. 26; n — число точек зондирования; Φ_a — частное значение предельного сопротивления свай, тс; k_r — коэффициент безопасности по грунту, зависящий от полученных частных значений предельного сопротивления свай Φ_3 в точках зондирования и числа этих точек при значении доверительной вероятности $\alpha=0,95$ в соответствии с ГОСТ 20522—75.

Т а б л и ц а 26

Грунты	Коэффициент m при нагрузках		
	сжимающих	выдергивающих	знакопеременных
Глины и суглинки:			
твердые, полутвердые и тугопластичные	0,8	0,7	0,7
мягкопластичные	0,8	0,7	0,6
текучепластичные	0,7	0,6	0,4
Пески маловлажные и супеси твердые	0,8	0,7	0,5
Пески влажные и супеси пластичные	0,7	0,6	0,4
Пески водонасыщенные и супеси текучие	0,6	0,5	0,3

По СНиП II-17-77 при проведении изысканий для каждого здания или сооружения необходимо осуществлять зондирование не менее чем в пяти точках. При наличии данных пяти зондирований рекомендуется по аналогии с методикой, принятой при испытании свай статической нагрузкой, принимать несущую способность свай равной минимальному частному значению Φ_3 , а коэффициент безопасности по грунту k_r — равным единице. В этом случае несущая способность свай будет

$$\Phi = \frac{\Phi_3^{\min}}{k_r} = \Phi_3^{\min}. \quad (64)$$

Однако в практике, как правило, имеется шесть точек зондирования и более, что позволяет определить несущую способность свай путем статистической обработки полученных данных, руководствуясь требованиями ГОСТ 20522—75. Для этого производят следующие вычисления.

Определяют нормативное значение предельного сопротивления свай по данным зондирования:

$$\Phi_3^H = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Phi_{3i}, \quad (65)$$

где i изменяется от 1 до n .

Находят среднее квадратическое отклонение для Φ_3 :

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Phi_3^H - \Phi_{3i})^2}. \quad (66)$$

Прежде чем перейти к дальнейшим расчетам, необходимо произвести статистическую проверку для исключения частных значений (максимальных и минимальных), для которых не выполняется условие

$$|\Phi_3^H - \Phi_{3i}| < \nu \sigma_{\text{см}}, \quad (67)$$

где ν — статистический критерий, принимаемый в зависимости от числа определений n согласно табл. 27; $\sigma_{\text{см}}$ — смещенная оценка среднего квадратичного отклонения Φ_3 , определяемая по формуле

$$\sigma_{\text{см}} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum (\Phi_3^H - \Phi_{3i})^2}. \quad (68)$$

Частные значения Φ_{3i} , не удовлетворяющие неравенству (67), из дальнейшего рассмотрения исключаются.

Коэффициент вариации ν находят по формуле

$$\nu = \sigma / \Phi_3^H. \quad (69)$$

Далее определяют показатель точности оценки среднего значения

$$\rho = t_\alpha \nu / \sqrt{n}, \quad (70)$$

где t_α — коэффициент, зависящий от доверительной вероятности α и числа испытаний.

Для расчетов по несущей способности $\alpha = 0,95$. Значения коэффициента t_α при $\alpha = 0,95$ приведены в табл. 27.

Таблица 27

Коэффициент	Значения t_α и ν при числе испытаний								
	6	7	8	9	10	12	15	20	40
t_α	2,01	1,94	1,9	1,86	1,83	1,8	1,76	1,73	1,3
ν	2,07	2,18	2,27	2,35	2,41	2,52	2,64	2,78	3,07

Коэффициент безопасности по грунту равен

$$k_\Gamma = \frac{1}{1 - \rho}. \quad (71)$$

Несущая способность сваи будет равна

$$\Phi = \Phi_3^H / k_\Gamma. \quad (72)$$

В соответствии со СНиП II-17-77 коэффициент надежности k_H при определении несущей способности сваи по результатам статического зондирования принимается равным 1,25. Поэтому расчетная нагрузка, т.е. допускаемая на сваю, будет равна

$$P = \Phi / k_H = \Phi / 1,25. \quad (73)$$

Приведем пример определения расчетной нагрузки, допускаемой на забивную сваю, по данным статического зондирования.

Пример 3. Имеется семь точек зондирования. В качестве первого варианта примем, что для заглубления в несущий слой длина свай должна быть 8 м, сечение свай принимаем 30×30 см. Для этой глубины по графикам зондирования определяем q_3 и f_3 , затем частичные значения предельного сопротивления свай Φ_{3i} в точках зондирования. Эти данные сводим в табл. 28.

Т а б л и ц а 28

Точка зондирования	Φ_3	$\Phi_3^H - \Phi_{3i}$	$(\Phi_3^H - \Phi_{3i})^2$
1	58	-5,7	32,49
2	60	-7,7	59,29
3	54	-1,7	2,89
4	42	10,3	106,09
5	50	2,3	5,29
6	54	-1,7	2,89
7	48	4,3	18,49
		$\Sigma=366$	$\Sigma=227,43$

Нормативное значение предельного сопротивления свай по формуле (65) составит

$$\Phi_3^H = 366/7 = 52,3 \text{ тс.}$$

Среднее квадратическое отклонение для Φ_3 по формуле (66) равно

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{7-1} 227,43} = 6,53 \text{ тс.}$$

Делаем проверку на исключение грубых ошибок, для чего вычисляем $\sigma_{\text{см}}$

$$\sigma_{\text{см}} = 227,43/7 = 5,7 \text{ тс.}$$

По табл. 27 находим, что при $n=7$ $v=2,18$, тогда $v\sigma_{\text{см}}=12,43$ тс.

Наибольшее абсолютное отклонение Φ_3 от среднего составляет (для точки 4) 10,3, что меньше 12,43. Таким образом, ни одно из опытных значений Φ_3 не следует исключать из рассмотрения.

Коэффициент вариации v по формуле (69) составит

$$v = \sigma/\Phi_3^H = 6,53/52,3 = 0,125.$$

Показатель точности оценки Φ_3 по формуле (70) равен

$$\rho = \frac{t_\alpha v}{\sqrt{n}} = \frac{1,94 \cdot 0,125}{2,65} = 0,0915.$$

Коэффициент безопасности по грунту по формуле (71) равен

$$k_r = \frac{1}{1-\rho} = \frac{1}{1-0,0915} = 1,1.$$

Несущая способность свай Φ по формуле (72) составит

$$\Phi = \Phi_3^H/1,1 = \frac{52,3}{1,1} = 47,8 \text{ тс.}$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, по формуле (73) равна

$$P = \Phi/k_H = 47,8/1,25 = 38 \text{ тс.}$$

Отметим, что если бы было проведено только пять первых зондирований, то несущую способность сваи следовало бы принять наименьшей из пяти:

$$\Phi = \Phi_s^{\min} = 42 \text{ тс.}$$

Таким образом, в данном случае в результате двух дополнительных зондирований несущая способность сваи была принята на 13% больше. Отсюда следует сделать вывод, что при проведении изысканий для каждого здания или сооружения следует иметь, как минимум, шесть точек зондирования.

Отметим, что, если по геологическим условиям в пределах глубины зондирования можно применять сваи различной длины, расчетную нагрузку на сваю следует определять при различных возможных длинах свай, с тем чтобы при проектировании свайного фундамента реального сооружения можно было на основе технико-экономических сравнений выбрать оптимальный вариант фундамента.

Глава V

ИССЛЕДОВАНИЕ ГРУНТОВ ДИНАМИЧЕСКИМ ЗОНДИРОВАНИЕМ

1. Общие положения

Специалистам, занимающимся инженерно-геологическими изысканиями, хорошо известно, что при бурении скважин отобрать образец песчаного грунта ненарушенного строения, особенно находящегося ниже уровня грунтовых вод, является сложной, трудоемкой, а иногда практически невыполнимой задачей.

Этим следует объяснить частое отсутствие в отчетах о выполненных инженерно-геологических изысканиях данных о плотности сложения пройденных скважинами песчаных грунтов. В большинстве случаев оценка плотности песков дается по косвенным показателям, например по характеру сопротивления песков внедрению буровых наконечников, что носит условный и, конечно, субъективный характер. Поэтому, располагая лишь данными о гранулометрическом составе и некоторых других физических характеристиках песчаных грунтов, проектировщики лишены возможности оценивать плотность сложения песков и их механические свойства. Естественно, что такое положение не могло удовлетворить проектные и изыскательские организации и потребовало от них разработки способа оценки плотности песчаных грунтов в состоянии естественного залегания как при бурении скважин, так и без их бурения.

Особенно остро необходимость оценки плотности сложения песчаных грунтов возникает при проектировании и строительстве

гидротехнических сооружений (плотин, шлюзов, зданий ГЭС) в условиях равнинных рек. В отечественной практике строительства родоначальником способа оценки плотности сложения песчаных оснований без бурения скважин является В. А. Дуранте (институт Гидропроект).

К настоящему времени разработанный Гидропроектom способ оценки плотности сложения песков с помощью испытаний динамическим зондированием зондом с коническим наконечником получил широкое распространение и применяется многочисленными изыскательскими организациями. С 1 января 1975 г. действует ГОСТ 19912—74 «Метод полевого испытания динамическим зондированием».

Авторы считают необходимым объяснить понятия «зондирование» и «пенетрация». При погружении наконечника на глубину, большую его высоты, испытания называют зондировочными; при погружении наконечника на глубину, меньшую его высоты, испытания называют пенетрационными.

2. Динамическое зондирование конусом

Динамическое зондирование конусом заключается в забивке (ударами молота) в грунт зонда, представляющего собой колонну штанг, оканчивающихся инвентарным (извлекаемым по окончании испытания вместе со штангами) или съемным (остающимся в грунте) коническим наконечником-конусом. Диаметр основания конуса обычно больше диаметра штанг.

Забивку в грунт колонны штанг с конусом, диаметр основания которого равен диаметру штанг, называют испытанием грунтов стержневым зондом.

Глубину погружения (забивки) зонда S от определенного числа ударов (залога) и числа ударов N , затрачиваемых на интервал погружения зонда (обычно 10 см), принято называть показателями зондирования.

Показатели зондирования имеют тем большую практическую ценность, чем больше накоплено данных для установления корреляционных зависимостей между N и S и различными физикомеханическими свойствами грунтов, что возможно лишь при сохранении постоянными параметров и методики динамического зондирования. Такая особенность испытаний грунтов динамическим зондированием конусом делает весьма важным стандартизацию применяемого оборудования.

В отечественной практике строительства наибольшее распространение получила методика испытаний грунтов динамическим зондированием конусом, разработанная в Гидропроекте. Согласно этой методике, для испытания применяют зонд, состоящий из штанг с наружным диаметром 42 мм, соединяемых между собой ниппельными соединениями, и конуса с диаметром основания 74 мм и углом раскрытия 60° . Конус может быть ин-

вентарным и съёмным. В первом случае нижний конец штанг соединяется с конусом на резьбе (рис. 67, а), во втором — свободной посадкой и креплением к концу штанг с помощью шпильки, которая при подъеме штанг срезается (рис. 67, б).

При испытании забивка и извлечение зонда производятся разработанными в Гидропроекте установками УБП-15 (установ-

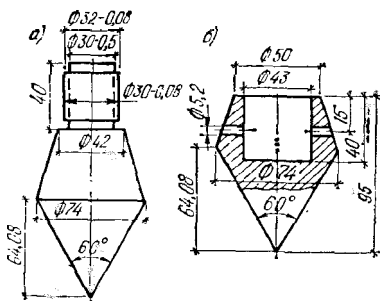
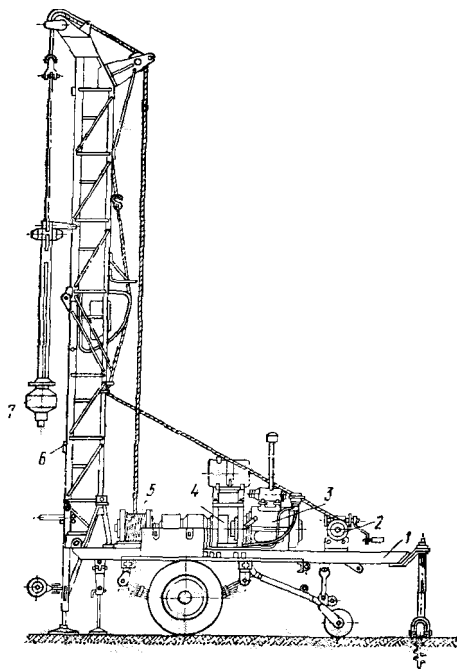


Рис. 67. Конический наконечник для испытаний грунтов динамическим зондированием

а — инвентарный (извлекаемый из грунта);
б — съёмный (остающийся в грунте)

Рис. 68. Схема буровой установки УБП-15м для испытаний грунтов динамическим зондированием

1 — рама; 2 — ручная червячная лебедка;
3 — двигатель УД-2; 4 — редуктор РМ-250;
5 — планетарная лебедка; 6 — складная мачта; 7 — навесное оборудование для зондирования



ка буровая пенетрационная) и УБП-15м (модернизированный вариант) (рис. 68). Указанные установки, предназначенные также и для ударно-канатного бурения мелких скважин, серийно выпускаются соответственно с 1950 г. и 1966 г. Ниже приведена техническая характеристика установки УБП-15.

Общий вид установки УБП-15м показан на рис. 69.

Постоянство параметров динамического зондирования нарушают два обстоятельства: изменение соотношения между массами соударяемых элементов — при постоянной массе ударника масса зонда увеличивается по мере его заглубления в грунт и наращивания штанг; возрастание по мере заглубления зонда трения его боковой поверхности о грунт.

Номинальная глубина, м:

бурения	15
зондирования	20
Диаметр бурения, мм	168, 127 и 108
Высота мачты до оси кронблока, м	5,6
Максимальная грузоподъемность мачты, т	5
Высота падения молота, м	0,8
Масса молота, кг	60
Мощность двигателя УД-2 при 3000 об/мин, л.с.	8

Габариты установки (транспортное положение), м:

длина	4,05
высота	2,27
ширина	1,85
Общая масса, кг	1100

Рассмотрим подробнее эти важные моменты. При массе 1 м штанг с ниппелями 6,85 кг, массе инвентарного конуса 2 кг и массе направляющей штанги с подбабком (переходником) и ро-ликами 61 кг (все это вместе составляет массу элемента, по ко-торому производится удар) соотношение между массами соуда-ряемых элементов составит при длине зонда, м:

1	$(6,85 + 2 + 61):60 = 1,16$
10	$(6,85 \cdot 10 + 2 + 61):60 = 2,19$
15	$(6,85 \cdot 15 + 2 + 61):60 = 2,76$

Таким образом, на протяжении опыта соотношение между массой зонда и ударника изменяется более чем в 2 раза. Следо-вательно, при постоянстве всех прочих условий и однородности исследуемой толщи грунтов в результате влияния только этого фактора число ударов на каждые 10 см погружения зонда с глу-биной будет возрастать, что не может не учитываться при обра-ботке результатов испытания.

Не менее важным является учет возрастающего с глубиной трения по боковой поверхности зонда. В связных устойчивых против обрушения грунтах при движении зонда (с диаметром основания, большим диаметра штанг) между стенками скважи-ны и наружной поверхностью штанг образуется кольцевое про-странство (зазор). Стенки зондировочных скважин обычно реб-ристые, при этом расстояние между кольцевыми выступами, об-разующими ребристость на стенках скважины, соответствует величине погружения зонда от каждого удара.

Следует иметь в виду, что и на участках соприкосновения из-гибающейся колонны штанг со стенками скважин в момент уда-ра имеется трение. Часть энергии удара затрачивается на обра-зование самого продольного изгиба. При этом чем больше сопротивление, которое испытывает конус, тем большая часть

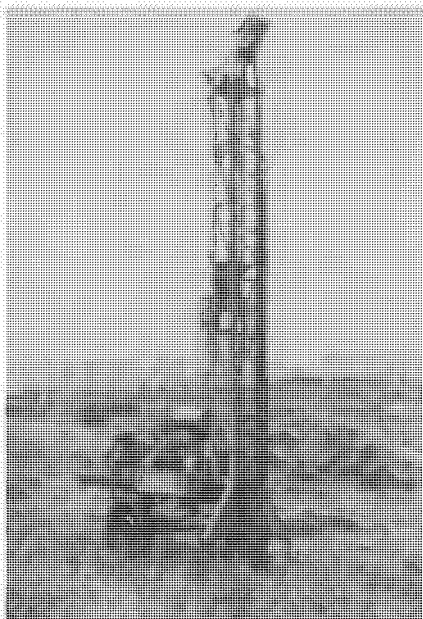


Рис. 69. Установка УБП-15М

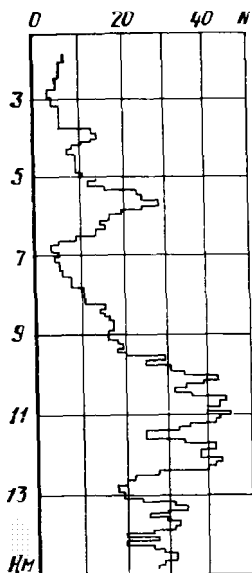


Рис. 70. График изменения числа ударов по глубине по результатам испытаний грунтов динамическим зондированием

энергии удара расходуется на продольный изгиб колонны штанг, свободно размещенных в скважине.

При зондировании в неустойчивых грунтах (водонасыщенных песках, текучих глинистых грунтах) кольцевой зазор заполняется грунтом, обрушающимся со стенок скважины, а также выпирающим из-под конуса, поэтому зонд испытывает сопротивление в результате трения по его поверхности грунта нарушенной структуры. Следовательно, в начале зондирования на один интервал погружения зонда будет затрачено меньшее число ударов, чем на такой же интервал, но на большей глубине.

Для сопоставления результатов зондирования независимо от глубины при фактически определенном из опыта числе ударов N_Φ , затраченных на выбранный интервал погружения зонда $S = 10$ см, вводят соответствующие поправки и таким образом подсчитывают исправленное число ударов N_n или просто N .

Фактическое число ударов на интервал погружения определяют либо непосредственным подсчетом, либо по величине погружения зонда от принятого числа ударов молота (залога) по формуле

$$N_\Phi = 10n/S. \quad (74)$$

В отечественной практике испытаний грунтов динамическим зондированием конусом применяются разработанные В. А. Ду-

ранте поправки, учитывающие увеличение с глубиной массы зонда и трения грунта по его боковой поверхности. Значения поправок для определения исправленного числа ударов приведены в табл. 29.

Таблица 29

Число штатг. составляющих зонд	Глубина зондирования, м	Поправка для учета		Число штатг. составляющих зонд	Глубина зондирования, м	Поправка для учета	
		увеличения с глубиной массы зонда	трения грунта по боковой поверхности зонда			увеличения с глубиной массы зонда	трения грунта по боковой поверхности зонда
1	0,0—1,5	1	1	8	10,5—12	0,84	0,62
2	1,5—3	0,98	0,92	9	12—13,5	0,83	0,59
3	3—4,5	0,94	0,84	10	13,5—15	0,82	0,56
4	4,5—6	0,93	0,79	11	15—16,5	0,81	0,54
5	6—7,5	0,9	0,73	12	16,5—18	0,79	0,51
6	7,5—9	0,88	0,69	13	18—19,5	0,78	0,49
7	9—10,5	0,86	0,65	14	19,5—21	0,77	0,42

Результаты испытаний грунтов динамическим зондированием конусом заносят в журнал и отображают на графике в виде зависимости исправленного числа ударов на каждые 10 см погружения зонда от глубины зондирования (рис. 70). Преимущество испытания грунтов динамическим зондированием конусом заключается в том, что получающиеся зависимости, имеющие непрерывный и обычно ступенчатый вид, характеризуют грунт по всей глубине исследуемой толщи. При испытании грунтов в лаборатории можно получить только выборочные данные в отдельных точках исследуемого разреза.

Результаты испытаний принято вычерчивать в следующих масштабах:

вертикальном — 1 см соответствует 1 м глубины зондирования;

горизонтальном — 1 см соответствует двум исправленным ударам молота.

В некоторых случаях показателем динамического зондирования конусом принято считать не число ударов на 10 см погружения зонда N , а глубину его погружения от принятого числа ударов (обычно 10 ударов).

Следует подчеркнуть, что результаты испытаний грунтов динамическим зондированием конусом лишь приблизительно характеризуют физико-механические свойства грунтов и могут быть использованы для тех или иных расчетов прочности и деформируемости грунтов основания с большими оговорками. Это позволяет отнести метод испытаний грунтов динамическим зондированием конусом к сопутствующему методу, который может эффективно применяться при проведении комплексных исследований. Это положение подтверждается тем, что нередко на прак-

тике имеются случаи, когда, проведя серию испытаний грунтов динамическим зондированием, изыскатели при оценке условий строительной площадки не используют результаты этих испытаний.

Второстепенная роль динамического зондирования конусом в составе инженерно-геологических исследований отмечается и в зарубежной практике изысканий, в частности в работе Г. Санглера [23], обобщающей опыт изучения грунтов с помощью зондирования в ряде европейских стран, а также в США и Канаде. Здесь необходимо отметить, что испытания грунтов динамическим зондированием конусом за рубежом имеют меньше применение, а их методика отличается от принятой в СССР. В то же время в определенных условиях испытания грунтов динамическим зондированием могут быть весьма эффективными, а в некоторых случаях и единственно пригодными для исследования условий залегания и свойств грунтов, например при исследовании плотности естественных и искусственно намывных песков, особенно когда они залегают ниже уровня грунтовых вод.

Основной задачей, решаемой при испытаниях грунтов динамическим зондированием (при условии, что состав исследуемых грунтов по данным бурения не вызывает сомнения), является выявление в однородных по литологическому составу, главным образом песчаных, отложениях участков, отличающихся как более рыхлым, так и более плотным сложением. Простота опытов и быстрота их выполнения позволяют определять границы таких участков (оконтуривать участки) с достаточной степенью детализации.

Не менее важно при этих испытаниях определить положение границ, разделяющих литологические слои в многослойной толще. Не имея возможности располагать скважины близко одну от другой, часто на геологических разрезах такие границы показывают весьма условно. Применение испытаний грунтов динамическим зондированием позволяет определять эти границы с достаточной степенью точности. Для этого часть точек зондирования располагают рядом со скважинами. Выполняя динамическое зондирование в промежутках между скважинами, по характеру погружения зонда определяют границы между слоями. Это в значительной степени способствует повышению надежности и достоверности результатов изысканий в тех случаях, когда по условиям строительства границы между слоями грунтов необходимо наносить на разрезы с высокой точностью (например, при проектировании свайных фундаментов).

Сопоставление результатов испытаний грунтов динамическим зондированием с данными лабораторных исследований позволило установить определенные корреляционные зависимости между показателями зондирования и некоторыми свойствами грунтов. Однако установление таких зависимостей (например, между числом ударов, затрачиваемых на погружение зонда, и плот-

ностью песков) является весьма сложным. Объясняется это тем, что погружение зонда зависит от многих одновременно действующих факторов, а выявление влияния какого-либо одного из них при сохранении постоянства других в естественных условиях сопряжено со значительными трудностями.

С июля 1973 г. Госстроем СССР были введены «Указания по зондированию грунтов для строительства» (СН 448—72), где за показатель динамического зондирования, в отличие от ранее используемых показателей, принято условное динамическое сопротивление грунта p_d . Условное динамическое сопротивление по результатам испытаний вычисляется с применением ряда коэффициентов, зависящих от типа оборудования (легкое, тяжелое, основное) и глубины интервалов забивки зонда с учетом упругого характера удара молота и зонда.

Приведем основные наиболее важные положения СН 448—72 и ГОСТ 19912—74. За основное оборудование принята установка УПБ-15м, описание которой приведено выше. Этим оборудованием следует проводить главным образом испытания песчаных грунтов в широком диапазоне их плотности при условном динамическом сопротивлении p_d от 7 до 175 кгс/см². Такой диапазон колебаний значений p_d характерен для песков от очень рыхлого до очень плотного сложения. При испытании песков с p_d менее 7 кгс/см² (более 175 кгс/см²) забивка зонда должна производиться ударами меньшей (большей) энергии. Для этого в первом случае следует применять молот массой 30 кг, сбрасываемый с высоты 40 см, во втором — молот массой 120 кг, сбрасываемый с высоты 100 см.

Условное динамическое сопротивление, кгс/см², по ГОСТ 19912—74, вычисляется по формуле

$$p_d = \frac{K P_o \Phi n}{h}, \quad (75)$$

где K — коэффициент, учитывающий потери энергии при ударе (табл. 30); P_o — коэффициент, учитывающий тип применяемого оборудования (табл. 31); Φ — коэффициент, учитывающий трение штанг о грунт; n — число ударов в залоге; h — глубина погружения зонда за залог.

Т а б л и ц а 30

Глубина зондирования, м	Коэффициент K для оборудования		
	легкого	основного	тяжелого
0,5—1,5	0,52	0,65	0,75
> 1,5—4	0,49	0,62	0,72
> 4—8	0,47	0,58	0,69
> 8—12	0,45	0,55	0,65
> 12—16	0,43	0,52	0,63
> 16—20	0,41	0,49	0,6

Примечание. Значения коэффициента K рассчитаны по формуле

$$K = \frac{M_M + e^2 M_3}{M_M + M_3}, \quad (76)$$

где M_m — масса молота, кг; M_a — суммарная масса зонда, оголовка и опирающейся на него рамы, кг; e — коэффициент для учета упругости характера удара молота и зонда, принятый равным 0,56.

Т а б л и ц а 31

Тип оборудования	P_0 , кгс/см
Легкое	30
Основное	110
Тяжелое	280

Примечание. Коэффициент P_0 , кгс/см, вычислен по формуле

$$P_0 = M_m H / F, \quad (77)$$

где M_m — масса молота, кг; H — высота падения молота, см; F — площадь поперечного сечения конуса, см².

Значения коэффициента Φ , учитывающего трение штанг грунт, ГОСТ 19912—74 рекомендует определять опытным путем, проводя сопоставительные испытания как обычным путем, забивая зонд на всю глубину, так и забивая зонд из забоя скважины, разбуриваемой по интервалам. При незначительной величине сил трения грунта по боковой поверхности штанг коэффициент Φ принимается равным единице. Для песчаных грунтов (насыщенных водой мелких и средней крупности) значения коэффициента Φ в зависимости от глубины зондирования можно принимать

Глубина зондирования, м	0,5—1,5	>1,5—4	>4—8	>8—12	>12—16	>16—20
Коэффициент Φ	1	0,92	0,84	0,76	0,68	0,60

При зондировании число ударов (залог) принимают в зависимости от состава и состояния грунтов в пределах 1—20 ударов, исходя из глубины погружения зонда за залог на 10—15 см. Зондирование следует выполнять непрерывно с остановками только для наращивания штанг и измерения глубины погружения зонда.

Регистрацию глубины погружения зонда за залог производят в «Журнале динамического зондирования», форма которого приведена в прил. 1 к ГОСТ 19912—74.

В соответствии с ГОСТ 19912—74 результаты динамического зондирования оформляют в виде графика, показанного на рис. 70. Масштаб графика: по вертикали — глубина зондирования 1 : 100, по горизонтали — условное динамическое сопротивление в 1 см — 20 кгс/см². Полученные графики рекомендуется осреднять по интервалам с вычислением среднего для интервала показателя зондирования.

Введенная СН 448-72 и ГОСТ 19912—74 оценка зондирования по значениям условного динамического сопротивления требует нового подхода к использованию результатов испытаний.

Однако это использование может быть особенно эффективным, если результаты оценки по новой методике будут сравниваться с результатами, полученными на основании ранее применявшихся методов, отображающих многолетний опыт испытаний грунтов динамическим зондированием.

3. Влияние состава и состояния грунтов на показатели динамического зондирования конусом

Плотность сложения песчаных грунтов является показателем, который в первую очередь имелся в виду при разработке методики *испытания грунтов динамическим зондированием*.

Сравнение работ [5, 11, 18], в которых приводятся зависимости показателя зондирования N (в виде числа ударов на 10 см погружения зонда) от плотности сложения песков, показывает, что значения N , соответствующие границам между рыхлыми песками и песками средней плотности, а также между средней плотности и плотными четвертичными песками различного генезиса, по данным разных авторов, изменяются в 2 раза.

Интервал значений показателей зондирования для песков различной плотности (в пересчете с условного динамического сопротивления на число ударов на 10 см погружения зонда), по данным СН 448—72, имеет еще больший диапазон. Так, для глубины зондирования 10 м к среднеплотным должны быть отнесены пески крупные и средней крупности при значениях N от 7 до 27.

Данные о плотности сложения песков различной крупности и влажности, определяемые по значениям условного динамического сопротивления (по СН 448—72), приведены в табл. 32.

Таблица 32

Пески	p_d , кгс/см ²	Плотность сложения
Крупные и средней крупности независимо от влажности	< 35 35—125 > 125	Рыхлые Средней плотности Плотные
Мелкие маловлажные	< 30 30—110 > 110	Рыхлые Средней плотности Плотные
Пылеватые маловлажные и мелкие водонасыщенные	< 20 20—85 > 85	Рыхлые Средней плотности Плотные

Показатели зондирования, определяющие плотность песков, изменяются, по-видимому, в большей степени для коренных песков. Так, в работе [18] приводятся результаты испытаний динамическим зондированием конусом нижнемеловых песков на од-

ной из площадок Рязани. Эти пески, характеризующиеся средней плотностью (по данным лабораторных определений на образцах, отобранных режущим кольцом), в то же время обладают чрезвычайно высокими значениями показателей зондирования: на 10 см погружения зонда приходилось затрачивать 46 и 50 ударов молота. Приведенные данные говорят о том, что при равной плотности пески могут характеризоваться различными значениями показателей зондирования. Это объясняется разными условиями их формирования и залегания, различными степенью упрочнения, размером и формой зерен, степенью водонасыщения и т. п.

Данные, приведенные в работах [11, 18], показывают, что пески одного и того же генезиса (в данном случае аллювиальные) при одной и той же плотности могут характеризоваться показателями зондирования, различающимися в 1,5—2 раза.

Влияние на показатели зондирования содержащейся в песке воды следует рассматривать для двух возможных состояний, определяемых положением уровня подземных вод и характеризуемых значением относительной влажности: состояния полного насыщения водой песка, залегающего ниже уровня грунтовых вод (водонасыщенные пески); состояния неполного насыщения водой песка, залегающего выше уровня грунтовых вод (влажные пески с относительной влажностью менее 1).

В рыхлых водонасыщенных песках сопротивление забивке зонда значительно уменьшается. Некоторые исследователи [5, 11] оценивают это уменьшение на 30—40% и даже в 2 раза. По мере увеличения плотности водонасыщение на сопротивление забивке зонда влияет в меньшей степени. Плотные пески независимо от того, выполняется зондирование выше или ниже уровня подземных вод, оказывают практически одинаковое сопротивление.

Различие в результатах зондирования песков, близких по гранулометрическому составу (например, между песками крупными и средней крупности, средней крупности и мелкими и т. д.), менее заметно. Этим, по-видимому, следует объяснить мнение многих исследователей о том, что гранулометрический состав не влияет на показатели зондирования [4]. Однако большой опыт применения динамического зондирования позволил уже при разработке некоторых ведомственных инструкций, а впоследствии при подготовке РСН 32—70 и СН 448—72 разграничить показатели зондирования для песков крупных, средней крупности и мелких.

В настоящее время отсутствуют экспериментальные данные по определению влияния на показатели зондирования формы, окатанности и шероховатости поверхности зерен песка, однако наличие такого влияния несомненно. Известно, что в зернистых (несвязных) грунтах с увеличением количества крупных включений и уменьшением степени окатанности зерен при прочих

равных условиях (плотности, влажности и т. д.) возрастает угол внутреннего трения. Для песков средних по крупности, однородности и плотности угол внутреннего трения в зависимости от окатанности зерен может изменяться в широких пределах: 27° — для очень хорошо окатанных зерен и 33° — для плохо окатанных зерен.

Влияние многих одновременно действующих факторов затрудняет разработку строгих и точных зависимостей между значениями угла внутреннего трения ϕ песчаных грунтов и показа-

Таблица 33

$P_{д'}$ кгс/см ²	ϕ^H , град, для песков			$P_{д'}$ кгс/см ²	ϕ^H , град, для песков		
	крупных и средней крупности	мелких	пылева- тых		крупных и средней крупности	мелких	пылева- тых
20	30	28	26	110	38	35	32
35	33	30	28	140	40	37	34
70	36	33	30	175	41	38	35

телями их динамического зондирования. Однако из-за трудностей, связанных с отбором образцов песка ненарушенной структуры для определения ϕ традиционными способами, результаты испытаний грунтов динамическим зондированием целесообразно использовать хотя бы для ориентировочной оценки значений угла внутреннего трения.

Значения угла внутреннего трения, по данным СН 448—72, для песков различной крупности в зависимости от удельного динамического сопротивления приведены в табл. 33.

По мере заглубления зонда природное (бытовое) давление на уровне его острия заметно возрастает и на глубине зондирования 10—15 м в зависимости от характера и условий напластования грунтов достигает 2—3 кгс/см². В то же время при длине зонда 15 м давление от его собственного веса (с учетом веса части ударного устройства, опирающегося на верхний конец штанг) под конусом составляет около 4 кгс/см². Таким образом, давление от веса зонда под конусом уравнивает природное (бытовое) давление. Большая часть авторов при оценке результатов испытаний рекомендует величину бытового давления не учитывать [4, 11]. Такое мнение основывается на экспериментальной проверке влияния этого фактора, выполненной В. А. Дуранте в полевых условиях при изучении песков основания сооружений Волжской ГЭС имени В. И. Ленина.

В пределах значений бытового давления для глубин 15—20 м (максимальной глубины проведения испытаний) при оценке получаемых результатов (с учетом вводимых поправочных коэффициентов) рассматриваемый фактор не может оказать

сколько-нибудь заметного влияния на конечные результаты. Однако данные, основанные на лабораторных методах изучения этого фактора (при проведении испытаний исключалась необходимость введения поправочных коэффициентов на глубину), показывает, что напряженное состояние песка существенно влияет на сопротивление зонда при его погружении. Это влияние тем заметнее, чем большей плотностью обладают пески.

Приведенные выше соображения позволяют сделать вывод о том, что при испытаниях грунтов динамическим зондированием и оценке получаемых результатов в настоящее время величина бытового давления не должна учитываться. Однако при дальнейшем совершенствовании методов испытания грунтов забивкой зонда может возникнуть необходимость учета напряженного состояния грунта в зависимости от глубины.

В конце 40-х годов В. А. Дуранте специально поставленными опытами на аллювиальных песках установил, что при равной плотности сопротивление забивке зонда песков в нарушенном состоянии (перелопаченных) резко снижается по сравнению с сопротивлением забивке зонда тех же песков в естественном состоянии. Последующими исследователями (И. В. Дудлером) было установлено, что сопротивление погружению зонда песков искусственного сложения (намытых средствами гидромеханизации подводным или надводным способом) со временем заметно возрастает, при этом их плотность изменяется не столь значительно, а влажность сохраняется постоянной.

Таким образом, испытания грунтов динамическим зондированием конусом позволили установить наличие у песков структурной прочности, обуславливающей более высокие их прочностные и деформационные свойства. Наличие структурной прочности объясняется формированием цементационных связей между зернами песка, которые названы сцеплением упрочнения.

Рассматривая вопрос о природе прочности глинистых пород, Н. Я. Денисов [10] отмечает, что величина сцепления упрочнения не зависит от плотности пород. Для возникновения сцепления упрочнения после окончания уплотнения требуется время, в течение которого проявляется влияние своеобразной «приживаемости» частиц. Упрочнение песков требует дальнейшего изучения.

В заключение рассмотрим некоторые данные, приведенные в Европейском стандарте на динамическое зондирование. Стандартом предусмотрено зондирование двух типов:

А — зондирование с забоя скважины, стенки которой закреплены обсадными трубами или глинистым раствором (Dynamic probing А — динамическое опробование А);

В — зондирование без бурения скважины (Dynamic probing В — динамическое опробование В). Английский термин «probing» (опробование) применен, чтобы подчеркнуть непрерывность по глубине получаемой диаграммы зондирования.

Таблица 34

Характеристика оборудования	Тип зондирования	
	А	В
Масса молота, кг	63,5±0,5	
Высота падения молота, м	0,75±0,02	
Площадь основания конуса, см ²	30	20
Диаметр основания конуса, см	62±0,2	51±0,2
Угол при вершине конуса, град	90	
Диаметр штанг, мм	40—45	32±0,3

Основные характеристики оборудования для зондирования указанных типов приведены в табл. 34. Высота цилиндрической части конуса равна его диаметру.

Зондирование указанных типов применяется для определения: плотности песка в тех случаях, когда статическое зондирование затруднено; слабых прослоев в песчаных грунтах; плотных несущих слоев (например, для свай-стоек), а также вида грунта и наличия в нем крупных включений. Метод не рекомендуется для использования в связных (глинистых) грунтах и рыхлых несвязных грунтах.

В испытаниях типа А трение по штангам исключено вследствие бурения скважин с креплением стенок обсадными трубами или глинистым раствором. В испытаниях типа В обязательным является измерение трения по штангам путем вращения штанг и определения крутящего момента, для чего установка оборудуется специальным устройством. Через каждый метр глубины зондирования должен быть произведен полный оборот штанг. При глубине более 10 м оборот штанг должен производиться через каждые 20 см.

Показателем сопротивления грунта погружению конуса является число ударов для погружения конуса на 20 см, обозначаемое p_a или p_b . Измеряемый предел сопротивлений в испытаниях обоих типов — 5—100 ударов на 20 см погружения зонда.

Результаты зондирования могут быть также представлены в виде динамического сопротивления (g_a или g_b), равного значению работы молота, деленному на площадь основания конуса и погружение его за один удар (с поправочным коэффициентом на массу штанг при испытании типа В).

Из приведенного выше краткого изложения Европейского стандарта на динамическое зондирование видно, что в нем предусмотрены специальные меры как для исключения трения штанг о грунт (зондирование типа А), так и для его измерения (зондирование типа В), в результате чего значительно повышается объективность измерений. Однако даже при таких условиях динамическое зондирование применяется лишь в отдельных случаях исследования песчаных грунтов.

4. Динамическое зондирование пробоотборником (забивным грунтоносом)

Испытания грунтов динамическим зондированием пробоотборником (забивным грунтоносом) в отечественной практике применения не получили. В то же время этот метод широко используется во многих зарубежных странах, где его применение для оценки строительных свойств грунтов, главным образом песчаных, достигло большого совершенства. Учитывая это, авторы считают целесообразным включить в третье издание книги описание метода динамического зондирования пробоотборником, а также привести результаты использования его для исследования грунтов на некоторых объектах ГПИ Фундаментпроект.

В США метод испытаний динамическим зондированием пробоотборником, где он широко применяется, получил наименование «Стандартные испытания на пенетрацию» (Standart Penetration Test—SPT). Известный под названием «стандартный», этот метод заключается в забивке в грунт ниже забоя скважины разъемного пробоотборника (грунтоноса) специальной конструкции. Используемый для отбора проб грунта грунтонос одновременно служит наконечником и вместе со штангами представляет собой забивной зонд.

Пробоотборник представляет собой полый стакан, для удобства извлечения образца грунта разрезанный по длине на две половины. С помощью переходника (он служит для соединения пробоотборника со штангами) и режущего башмака разъемные детали соединяются в одно целое, образуя забивной грунтонос с наружным диаметром 51 мм.

Известны два способа забивки пробоотборника: с расположением молота и приспособлений для его подъема и сбрасывания на поверхности земли над устьем скважины (наиболее распространенный способ); с расположением молота и приспособлений для его подъема и сбрасывания в самой скважине над пробоотборником.

В первом случае по мере забивки зонда в грунт расстояние между подбавком и пробоотборником по мере углубления скважины увеличивается, а следовательно, возрастают потери при передаче импульса удара; во втором случае это расстояние сохраняется неизменным, однако изменяются условия работы молота, так как при испытании ниже уровня грунтовых вод молот работает в воде. В практике ГПИ Фундаментпроект применялся первый из указанных способов испытания.

Следует отметить, что динамическое зондирование пробоотборником в песках, залегающих ниже уровня грунтовых вод, возможно лишь в тех случаях, когда пески обладают достаточной устойчивостью и не образуют пробок в обсадных трубах. В водонасыщенных песках, естественное состояние которых в процессе бурения нарушается (что сопровождается подъемом песка в

обсадных трубах и приводит к необходимости заглублять их ниже забоя скважины), динамическое зондирование прободоотборником применять нельзя.

Динамическое зондирование прободоотборником относится к числу испытаний, проводимых выборочно на определенных интервалах глубины скважины, причем процессы бурения и испытания чередуются. Учитывая это, забивку прободоотборника и бу-

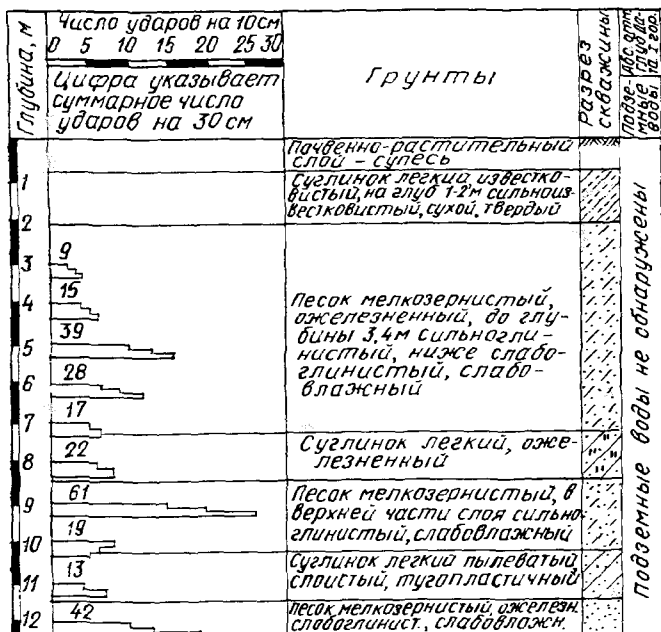


Рис. 71. График результатов испытания грунтов динамическим зондированием прободоотборником, совмещенный с колонкой буровой скважины

рение скважины целесообразно проводить с применением одних и тех же механизмов или приспособлений. В практике ГПИ Фундаментпроект для этого использовались установки УПБ-15 и УПБ-15м и сборно-разборная металлическая вышка с приспособлениями для бурения скважины и забивки зонда конструкции этого института.

Данные испытания прободоотборником заносят в буровой журнал, а их результаты оформляют в виде графика, в котором геологическое описание скважины совмещено с результатами испытаний (рис. 71).

В интервале погружения прободоотборника на 30 см затраченные удары молота подсчитывают для каждой 10 см раздельно, вследствие чего графики имеют ступенчатый вид.

Испытания пробоотборником выполняют главным образом в песчаных грунтах и служат для оценки их относительной плотности. Характеристику плотности песков по данным динамического зондирования пробоотборником, приведенную в табл. 35, следует считать достаточно надежной, так как она подтверждается многими исследователями [27].

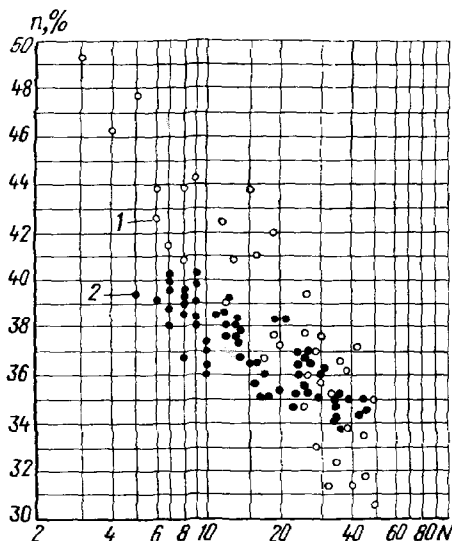


Рис. 72. Зависимость числа ударов при динамическом зондировании пробоотборником от пористости песчаных грунтов (в полулогарифмическом масштабе)

1 — по данным Дворжака; 2 — по данным ГПИ Фундаментпроект

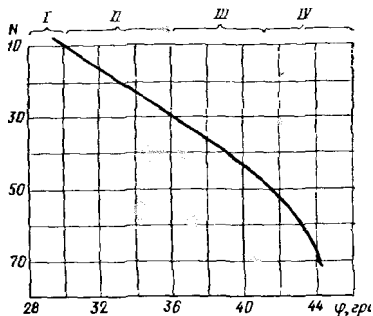


Рис. 73. Зависимость числа ударов на 30 см погружения пробоотборника от плотности сложения песчаного грунта и угла внутреннего трения (по Р. Пеку)

I — для рыхлого; II — для среднеплотного; III — для плотного; IV — для очень плотного

Таблица 35

Число ударов на 30 см погружения пробоотборника	Относительная плотность песков	Плотность сложения песков
0—4	0,2	Очень рыхлый
5—9	0,2—0,33	Рыхлый
10—29	0,33—0,66	Средней плотности
30—50	0,66—1	Плотный
50	1	Очень плотный

Достаточно четкая зависимость между числом ударов, затрачиваемых на погружение пробоотборника, и пористостью мелкозернистых аллювиальных песков, залегающих выше уровня грунтовых вод, показана на рис. 72. Пористость песков ориентировочно может быть найдена из следующих выражений:

по опытным точкам 2

$$n = 46 - 7,6 \lg N; \quad (78)$$

Некоторое расхождение приведенных выше зависимостей может служить еще одним подтверждением того, что результаты забивки зонда зависят от многих одновременно влияющих факторов, к которым помимо пористости относятся гранулометрический состав, влажность, форма и окатанность зерен и т. п., а также от условий проведения испытаний (главным образом глубины зондирования). Важнейшей характеристикой песков, используемой в основных расчетах оснований сооружений, является угол внутреннего трения. Как отмечалось выше, сохранить природное строение песков при бурении скважин и отборе образца грунта при необходимости проведения его консервации, транспортирования, расконсервации и необходимых испытаний в лаборатории практически не удастся. Особую сложность представляет эта задача при изучении песков, залегающих ниже уровня грунтовых вод.

Учитывая это, не следует пренебрегать возможностью хотя бы приближенно определять угол внутреннего трения песков по данным динамического зондирования. Сопоставление числа ударов при забивке пробоотборника и значений угла внутреннего трения песков показывает наличие корреляционных зависимостей между этими величинами.

На рис. 73 приведена зависимость числа ударов на 30 см погружения пробоотборника от плотности песка и значений угла внутреннего трения (график заимствован из работы [23]). Результаты сопоставления показателя зондирования пробоотборником и значений угла внутреннего трения песков (по данным ГПИ Фундаментпроект) приведены ниже:

число ударов на 30 см погружения пробоотборника N . .	10	16	22	30	40	60
φ , град	30	32	34	36	38	40

Установление корреляционных зависимостей между результатами ускоренных методов полевых испытаний (к ним относятся все виды зондирования, в том числе зондирование пробоотборником) и значениями модуля деформации E сопряжено с необходимостью выполнения достаточно громоздких и трудоемких испытаний грунтов штампами в шурфах и скважинах. Этим следует объяснить ограниченный объем информации по данному вопросу как в отечественной, так и зарубежной литературе. Особый интерес в связи с этим должно представлять сопоставление данных, основанных на большом числе испытаний штампами.

Институтом Фундаментпроект для плотных и средней плотности песков на основании 80 испытаний пробными нагрузками до 4—5 кгс/см² штампами площадью 5000 см² и испытаний динамическим зондированием пробоотборником получена зависимость между этими показателями, имеющая вид

$$E = (350 \div 500) \lg N. \quad (80)$$

Меньшее значение E относится к пескам средней плотности, большее — к плотным.

Следует обратить внимание на то, что приводимые в некоторых работах зависимости между N и модулем деформации не могут считаться удовлетворительными, если они основаны на данных лабораторных определений в компрессионных приборах. Известно, что в этих случаях значения модуля деформации обычно бывают в значительной степени заниженными.

О том, насколько распространены испытания динамическим зондированием пробоотборником за рубежом, свидетельствуют следующие данные. В США [27] допустимая нагрузка на песчаные грунты оснований в зависимости от ширины фундамента в ряде случаев определяется по данным испытаний динамическим зондированием пробоотборником. Весьма широко применяется динамическое зондирование пробоотборником для оценки плотности песков в Японии, в частности при исследовании песчаных грунтов оснований сооружений в г. Ниигата, подвергшемся в 1964 г. сильному землетрясению. Основным критерием для оценки песков, характеризующим их состояние до и после землетрясения, а также процессы по уплотнению и разуплотнению в различных зонах, был принят показатель зондирования пробоотборником. Приводимые характеристики степени повреждения зданий также определены в зависимости от сопротивления стандартной пенетрации.

Основой для рекомендуемого Европейского стандарта на зондирование пробоотборником (SPT) послужил американский опыт таких испытаний, обобщенный в стандарте ASTM D 1586—67 (уточненном в 1974 г.).

Глава VI

ИССЛЕДОВАНИЕ ГРУНТОВ

В СКВАЖИНАХ С ПРИМЕНЕНИЕМ ПРЕССИОМЕТРА

1. Конструкции прессиометров

В настоящее время, когда в соответствии со СНиП II-15-74 «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования» расчет оснований должен производиться по деформациям для всех зданий и сооружений, если основание сложено несколькими грунтами, особое значение приобретает определение модуля деформации грунта. Наиболее достоверным методом определения модуля деформации является описанный ранее метод испытания грунта штампом в шурфах. Однако для проведения таких испытаний требуются громоздкая аппаратура и выполнение трудоемких земляных работ при проходке шурфов. Поэтому данный ме-

тод не получил широкого распространения и применяется только специализированными проектно-изыскательскими организациями.

При определении осадок сооружений используют значения модуля деформации грунта, определенные в компрессионных приборах в лаборатории и скорректированные путем сопоставления их с результатами испытаний того же грунта штампом. Как указывалось ранее, значения модуля деформации, полученные при испытании грунтов в компрессионном приборе в несколько (2—6) раз меньше значений, определенных при испытании их штампом в полевых условиях. При использовании в расчетах значений модуля деформации с такими поправками конструкция фундамента будет или ненадежной, или неэкономичной. Поэтому были начаты поиски более простых полевых методов определения модуля деформации грунта. Весьма перспективным оказался метод определения модуля деформации путем обжатия грунта в скважине с измерением давления обжатия и соответствующих деформаций. При таком методе не требуется никаких анкерных устройств.

Впервые идея определения механических свойств грунтов в скважине с помощью упругого резинового цилиндра была высказана и реализована А. А. Ктаторовым в 1930 г. Хотя из-за конструктивных недостатков разработанная им установка распространения не получила, заслуга А. А. Ктаторова в разработке нового метода определения деформативных свойств грунтов несомненна. В 1933 г. Кеглером были разработаны аналогичные установке А. А. Ктаторова установки двух типов: в одной из них давление на стенки скважины создавалось механически, а в другой — пневматически. Однако эти установки также не получили распространения из-за ряда конструктивных недостатков. В последующем эта идея в разных странах получила различное конструктивное оформление.

В Югославии для испытания скальных грунтов разработан так называемый дилатометр [62]. Прибор представляет собой металлический цилиндр диаметром 200 и высотой 900 мм, опускаемый в скважину. Под действием расположенных внутри рычагов, приводимых в движение ручным масляным насосом, цилиндр может расширяться, обжимая стенку скважины. Деформации измеряют тензометрами с датчиками.

Во ВНИИ гидротехники имени Б. Е. Веденеева разработан прибор, которым в 1958—1959 гг. были исследованы деформативные свойства скальных пород, залегающих в основании бетонной плотины Братской ГЭС [12]. Для проведения опытов использовали вертикальную скважину-шахту диаметром 915 мм и глубиной около 50 м. Прибор диаметром 910 и длиной 1200 мм состоит из полого сварного корпуса и внешней двухслойной резиноканевой оболочки. Между этой оболочкой и корпусом образуется герметическая кольцевая полость, в которой создается

давление, передаваемое на стенки скважины. Корпус имеет два отверстия — для подачи рабочей жидкости и для отвода воздуха. Максимальное давление рабочей жидкости 100 кгс/см². В качестве измерительных приборов используют реохордные электромеханические деформометры. Точность измерения деформаций 0,002 мм.

При обжатии прессиометром нескольких грунтов на ограниченной длине в скважине может произойти выпирание (пласти-

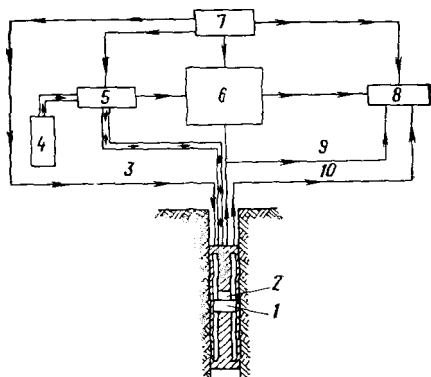
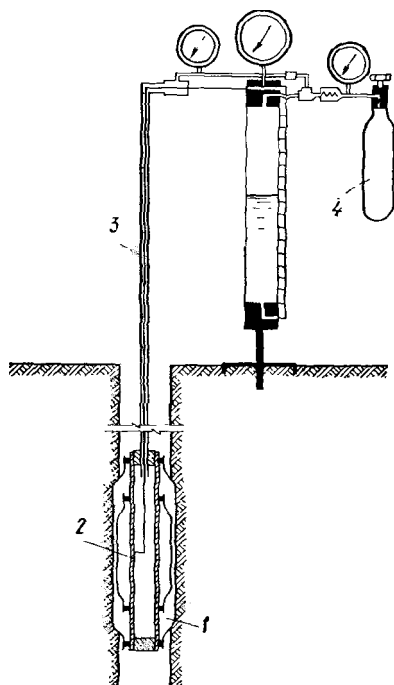


Рис. 75. Схема современного английского прессиометра

1 — прибор контроля расширения; 2 — датчик давления; 3 — подача тока к датчикам прессиометра; 4 — баллон с воздухом; 5 — контроль подачи воздуха; 6 — контроль постоянства деформации; 7 — источник тока; 8 — электронный вольтметр; 9 — сигнал от прибора контроля расширения; 10 — сигнал от датчика давления

Рис. 74. Прессиометр Менара

1 — предохранительная камера; 2 — измерительная камера; 3 — пластмассовая трубка; 4 — баллон со сжатым газом

ческие деформации) грунта по краям нагруженных участков, вследствие чего результаты исследований искажаются. В связи с этим для определения модуля деформации нескольких грунтов французский инженер Л. Менар разработал конструкцию прибора, состоящего из трех камер.

Средняя камера является рабочей, а две крайние, находящиеся под тем же давлением, что и средняя, обеспечивают создание для средней камеры радиально-симметричного плоского поля напряжений. Этот прибор, получивший наименование прессиометра, в настоящее время применяют не только во Франции, где создана специальная фирма «Прессиометр», занимающаяся исследованием свойств грунтов, но и в других странах. Прессиометром Л. Менара уже проведено множество испытаний, ре-

зультаты которых широко использованы для определения модуля деформации и несущей способности грунтов.

Прессиометр Л. Менара (рис. 74) состоит из цилиндрического зонда диаметром от 32 до 115 мм, опускаемого в скважину, и измерительной аппаратуры, находящейся на поверхности. Зонд, состоящий из трех отсеков, обеспечивает создание вокруг среднего отсека цилиндрического поля напряжений. При испытаниях грунта зонд и измерительная система заполняются водой и во всех трех камерах с помощью сжатого воздуха, поступающего из баллона через редуктор, создается одинаковое давление. Деформация средней камеры, соединенной с измерительным цилиндром, замеряется по изменению уровня жидкости в цилиндре.

На рис. 75 приведена схема одного из современных английских прессиометров [60], используемых для исследования твердых и полутвердых глин в скважинах диаметром 150 мм. Диаметр прессиометра 135 мм, длина цилиндрической части около 500 мм, у прессиометра нет крайних предохранительных камер, характерных для прессиометра Менара. Предыдущие модели этого прессиометра имели большее отношение длины к диаметру, но для удобства использования прессиометра его длина была уменьшена. Как показано в работе [92], при относительных деформациях прессиометра $\varepsilon = u/r$, не превышающих 10%, сохраняются условия плоской деформации прессиометра при отношении его длины к диаметру, равном 2.

Английский прессиометр — прессиометр воздушного типа. Давление воздуха измеряется с помощью датчиков, помещенных внутри камеры прессиометра, и электронного вольтметра на пункте управления. Источником тока являются батареи, воздух подается из баллона. Отсутствие воды в системе создает удобства для работы при низких температурах и избавляет от неточности измерений, возможной даже при весьма небольших утечках в системе.

Деформации средней части прессиометра замеряются по шести радиусам или более в одной плоскости с помощью специального устройства.

Конструкция прессиометра обеспечивает проведение испытаний с постоянной скоростью деформации стенки скважины путем автоматического регулирования суммы напряжений на потенциометрах управляющим потенциометром. Этот управляющий потенциометр может быть установлен на различные скорости деформации или запрограммирован на циклическую нагрузку, а также может управляться вручную. Обычно испытания проводят при постоянной скорости деформации, обеспечивающей достижение стадии разрушения грунта за 20—30 мин. Во время испытания производится запись давления воздуха в прессиометре и деформаций его стенки.

В нашей стране прессиометр впервые был разработан в ГПИ Фундаментпроект. В дальнейшем разработкой конструкций прес-

сиометров занимались НИИ оснований и подземных сооружений, Всесоюзный научно-исследовательский институт гидрогеологии и инженерной геологии (Всегингео), Всесоюзный научно-исследовательский институт транспортного строительства, Уральский политехнический институт и др. Были разработаны прессиометры двух типов: с гидравлической системой измерения деформаций, называемые в дальнейшем гидравлическими, и с

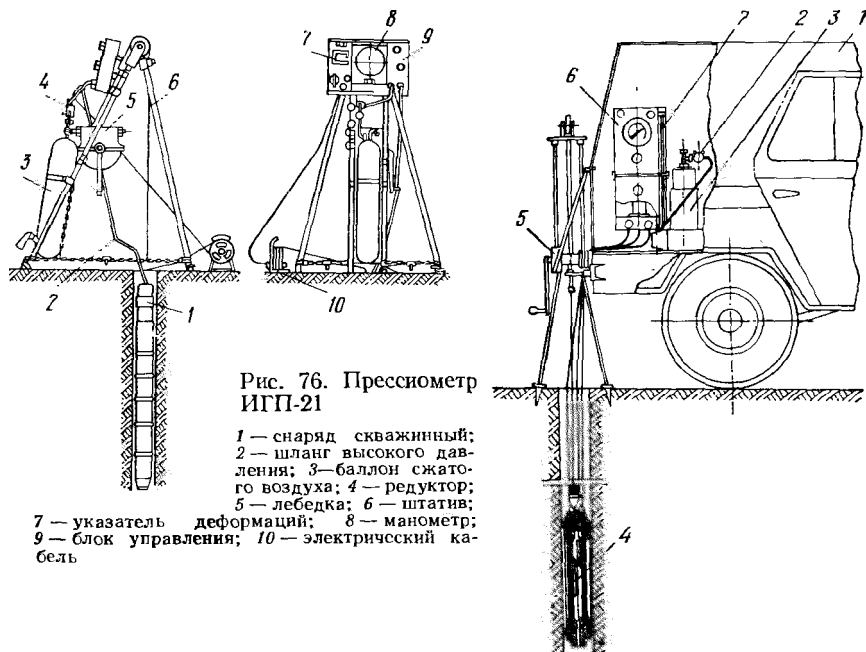


Рис. 76. Прессиометр ИГП-21

1 — снаряд скважинный; 2 — шланг высокого давления; 3 — баллон сжатого воздуха; 4 — редуктор; 5 — лебедка; 6 — штатив; 7 — указатель деформаций; 8 — манометр; 9 — блок управления; 10 — электрический кабель

Рис. 77. Гидравлическая прессиометрическая установка ПФ-6А

1 — автомобиль УАЗ-469Б; 2 — измерительный манометр; 3 — баллон сжатого воздуха; 4 — зонд; 5 — ручная лебедка; 6 — пульт управления; 7 — уровнемер

электрической системой измерения деформаций, называемые в дальнейшем электропневматическими. Однако ни один из прессиометров в промышленном масштабе пока не изготавливается.

Прессиометр Д-76 конструкции НИИ оснований и подземных сооружений работает по воздушно-гидравлической схеме, при которой давление в прессиометре создается газом (азотом), а деформации измеряются по изменению уровня жидкости (воды, антифриза). Диаметр скважин 76 и 108 мм, глубина испытаний до 25 м, максимальное давление на грунт 25 кгс/см^2 , длина нагружаемого участка скважины 460 мм, измеряемое радиальное перемещение до 40 мм. Этим прессиометром можно определять модуль деформации грунтов от 10 до 20000 кгс/см^2 .

В последнее время в НИИ оснований и подземных сооружений разработан автоматизированный гидравлический прессиометр ПА-108 [9], принцип действия которого основан на непрерывной подаче в зонд регулируемого количества жидкости, обеспечивающей заданную скорость перемещения стенок скважины (0,003—0,3 мм/мин). Показания датчиков давления жидкости в системе и расхода жидкости регистрируются автоматически с помощью уравновешенного электронного моста на ленте в виде двух графиков, которые используются для построения обычной кривой «давление — перемещение».

Прессиометр ИГП-21 (рис. 76) конструкции Всегинео представляет собой электропневматический прибор для испытания грунтов в скважинах диаметром 108—112 мм. Прессиометр состоит из двух основных узлов — зонда и блока управления. Зонд, в свою очередь, состоит из сборной металлической трубы с эластичной рубашкой. Он собирается из пяти секций высотой по 15—20 см (три средние секции — измерительные, две крайние — пригрузочные).

Между секциями установлены опорные шайбы, препятствующие выходу краев эластичной рубашки из заделки. В трех средних секциях размещено по два деформометра с преобразователями потенциометрического типа. Блок управления включает указатель деформаций (средних по шести датчикам) и образцовый манометр для определения давления воздуха.

Прибором ИГП-21 можно производить испытания до глубины 25 м при максимальном давлении 24 кгс/см². Измеряемое радиальное перемещение 60 мм — при давлении 6 кгс/см² и 20 мм — при давлении 24 кгс/см². Масса прибора 85 кг.

Уральским политехническим институтом разработаны конструкции прессиометров П-89 и П-89-Э. Прессиометр П-89 имеет гидравлическую систему замеров деформаций стенок скважины и воздушно-гидравлическую систему создания давления с помощью ручного автомобильного насоса. Прибор предназначен для испытания грунтов в скважинах диаметром 90—100 мм, глубиной не более 5 м при максимальном давлении в камере 5 кгс/см².

Прессиометр П-89-Э имеет электрическую систему замеров деформаций стенки скважины и воздушную систему создания давления. Предназначен для испытания грунтов в скважинах диаметром 90—100 мм, глубиной до 15 м при максимальном давлении до 5 кгс/см².

В ГПИ Фундаментпроект разработаны, изготовлены и используются прессиометры двух типов — гидравлический и электропневматический.

Гидравлический прессиометр ПФ-6А (рис. 77) состоит из зонда, пульта управления и вспомогательных устройств. Зонд состоит из трех камер — средней рабочей и двух крайних пригрузочных. Внешний диаметр зонда 95 мм. Зонд включает в себя

стальной наконечник, центральную и две крайние втулки, две резиновые оболочки — внутреннюю тонкостенную и внешнюю из резины толщиной 4—5 мм. На стальном наконечнике имеются три штуцера, служащих для подачи воды (зимой — антифриза) в

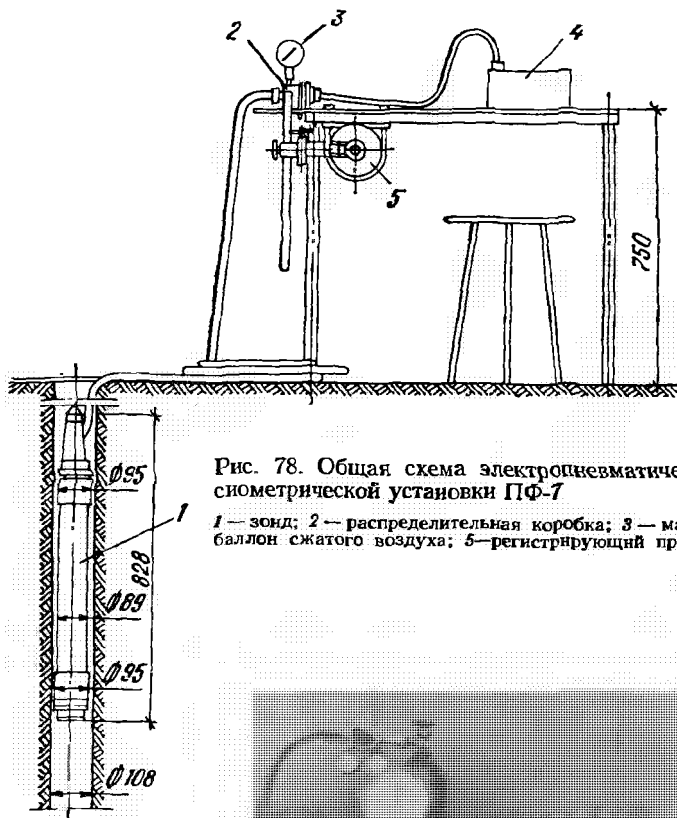


Рис. 78. Общая схема электропневматической прессиометрической установки ПФ-7

1 — зонд; 2 — распределительная коробка; 3 — манометр; 4 — баллон сжатого воздуха; 5 — регистрирующий прибор ИСД-3

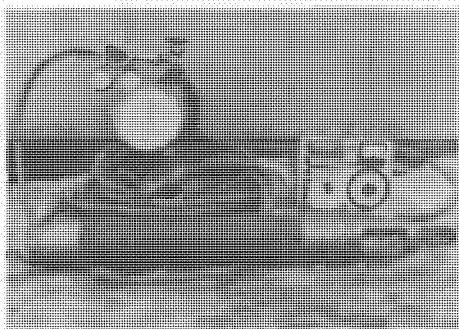


Рис. 79. Электропневматический прессиометр

рабочую и пригрузочные камеры, удаления пузырьков воздуха из рабочей камеры, создания давления на стенки скважины и опорожнения камер прессиометра.

Управление всеми операциями производится с пульта управления с помощью двух вентилях. Пульт управления соединен с воздушным баллоном через редуктор. На пульте имеются манометр для измерения давления в рабочей камере и уровнемер для определения ее деформаций. Точность измерения радиуса скважины 0,1 мм. Прессиометр рассчитан на работу в полевых условиях при температуре воздуха от +40 до —25° С. Диаметр скважин для испытания 108 мм, максимальный диаметр расширения камеры 135 мм, максимальная глубина испытаний 20 м, максимальное давление 8 кгс/см². Для удобства эксплуатации все оборудование смонтировано на автомобиле УАЗ-469Б.

Электропневматический прессиометр ПФ-7 (рис. 78, 79) состоит из зонда, измерительной системы и вспомогательных устройств. Зонд представляет собой трубу с одной рабочей камерой диаметром 90 мм и длиной 400 мм. Измерительная система включает тензометрические датчики, регистрирующий прибор ИСД-3 и манометр для регистрации давления в системе. Точность измерения деформаций 0,1 мм. Прибор рассчитан на проведение испытаний на глубину до 20 м при максимальном давлении воздуха 8 кгс/см² и допустимом диаметре расширения камеры 135 мм.

Следует отметить, что некоторое усложнение конструкции электропневматических прессиометров по сравнению с воздушно-гидравлическими вполне компенсируется возможностью их использования круглогодично, даже при низких отрицательных температурах.

2. Теоретические положения, используемые при обработке результатов испытаний прессиометром

В начале процесса обжатия грунта в стенках скважины прессиометром между давлением на грунт p и деформацией грунта u существует линейная зависимость. Затем по мере увеличения давления на грунт вокруг прессиометра образуется зона пластических деформаций, переходящая в зону упругих деформаций (рис. 80, 81).

Зона пластических деформаций, определяемая радиусом R_p , увеличивается до того момента, когда давление на грунт достигает предельной величины $p_{пр}$. За пределами зоны радиусом R_p грунт находится в зоне упругой деформации. В имеющихся теоретических решениях, связывающих давления и деформации, грунт в пределах зоны пластических деформаций рассматривается как подчиняющийся закону прочности Кулона — Мора и характеризуется углом внутреннего трения φ и удельным сцеплением c . Грунт за пределами зоны радиусом R_p рассматривается как линейно-деформируемое тело, характеризующееся модулем деформации E и коэффициентом Пуассона μ .

Модуль деформации определяют для стадии упругих деформаций. Учитывая, что прессиометр имеет ограниченную длину, модуль деформации грунта находят по формуле

$$E = \frac{\psi(1+\mu)r_0 p}{u}, \quad (81)$$

где ψ —коэффициент, зависящий от отношения длины обжимаемого участка l к его диаметру d ; μ —коэффициент Пуассона; r_0 —радиус скважины; p —давление на стенки скважины; u —деформация стенки скважины.

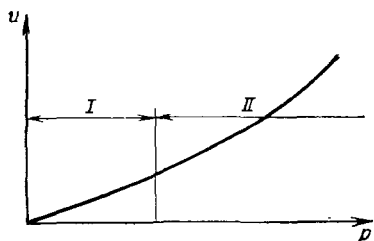
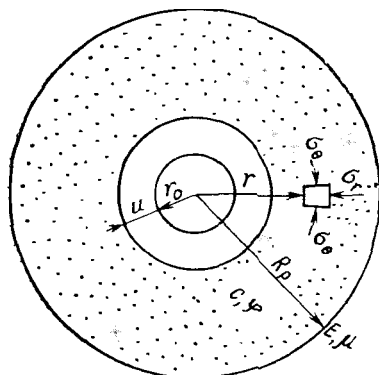


Рис. 81. График деформации грунта при возрастании давления

I, II — фазы деформаций соответственно упругих и пластических

Рис. 80. К расчету деформации и напряжения у прессиометра

При большой длине участка нагрузки $\psi=1$ и формула (81) переходит в известную формулу Ляме. Практически уже при $l/2r_0 \geq 4$ $\psi=1$. Таким образом, для прессиометров, длина которых равна четырем их диаметрам и более, модуль деформации определяют, пользуясь решением Ляме.

Используя решение плоской упругопластической осесимметричной задачи механики грунтов, можно по данным прессиометрических измерений, доведенных до стадии пластических деформаций грунта, определить угол внутреннего трения грунта φ и удельное сцепление c .

В работах [20, 24] получена следующая формула для определения деформаций грунта u стенки скважины радиусом r_0 в зависимости от давления на стенку p на стадии упругопластических деформаций грунта:

$$u = \frac{1+\mu}{E} r_0 \sin \varphi (p_0 + c \operatorname{ctg} \varphi) \left[\frac{p + c \operatorname{ctg} \varphi}{(1 + \sin \varphi) (p_0 + c \operatorname{ctg} \varphi)} \right]^{\frac{1+\sin \varphi}{\sin \varphi}}, \quad (82)$$

где p_0 — бытовое горизонтальное давление на отметке испытания.

В частном случае для сыпучей среды при $c=0$ имеем

$$u = \frac{1 + \mu}{E} r_0 \sin \varphi p_0 \left[\frac{p}{(1 + \sin \varphi) p_0} \right]^{\frac{1 + \sin \varphi}{\sin \varphi}}. \quad (83)$$

Для идеально связной среды ($\varphi=0$), раскрыв неопределенность выражения (82), получим

$$u = \frac{1 + \mu}{E} r_0 c e^{\frac{p - p_0 - c}{c}}. \quad (84)$$

Формула (84) для определения деформаций на поверхности скважины для пластичной среды была получена Л. Менаром [65].

Покажем, как, используя решение (82) и построение кругов Мора, можно определить деформативные характеристики φ и c испытуемого грунта [29]. Если разделить значение u , определенное по формуле (82), на производную u по p , то получим

$$\frac{u(p)}{u'(p)} = \frac{p \sin \varphi + c \cos \varphi}{1 + \sin \varphi}. \quad (85)$$

Правая часть выражения (85) представляет собой полуразность главных напряжений σ_r и σ_θ в грунте у стенки скважины, т. е.

$$\frac{p \sin \varphi + c \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} = \tau = R, \quad (86)$$

где R — радиус круга напряжений Мора.

Отсюда

$$R = u(p)/u'(p) = u dp/du. \quad (87)$$

Для определения радиуса кругов Мора R по графику испытания грунта прессиометром $p-u$ воспользуемся известным из дифференциальной геометрии свойством плоской кривой, заданной уравнением $y=f(x)$ (рис. 82).

$$y(x)/y'(x) = AB \text{ (подкасательная)}.$$

Таким образом, для построения кругов Мора необходимо на криволинейном участке графика испытаний прессиометром выбрать две-три точки и построить для них подкасательные. На рис. 83 для примера показаны необходимые построения для точки 2 прессиометрической кривой $p-u$. Для точки 2 давление p_2 определяется точкой $2''$. Касательная к кривой $p-u$ в точке 2 пересекает ось абсцисс в точке $2'$. Отрезок $2'-2''$ является подкасательной для точки 2, т. е. радиусом круга Мора для точки 2 (давления p_2). На нижнем графике (график $\sigma-\tau$) показано построение кругов Мора. Из точки O_2 , являющейся проекцией точки $2'$, радиусом R_2 строится круг Мора. По полученным таким образом значениям R и соответствующим им давлениям p строят круги Мора, как это показано на рис. 83, и определяют значения φ и c грунта.

В работе [34] на основе экспериментов было установлено, что угол внутреннего трения грунта, полученный построением предельных кругов напряжений по значениям σ_r и σ_θ для грунта, расположенного вблизи скважины, практически совпадает с углом внутреннего трения, определенным по стабилометрическим испытаниям, что подтверждает правомерность использования предложенного метода.

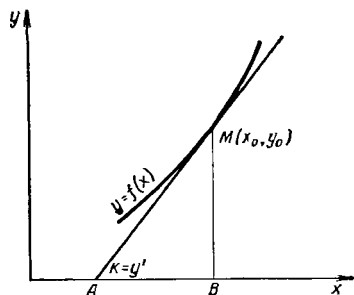


Рис. 82. График, иллюстрирующий значение функции $f(x)/f'(x')$

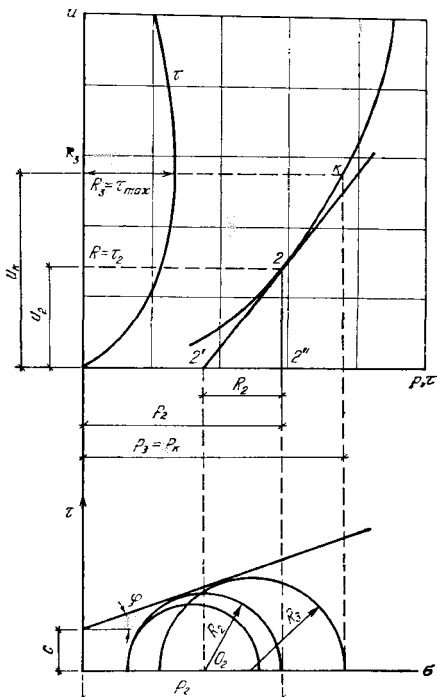


Рис. 83. Построение кругов Мора по графику испытания грунта прессиометром

Полученное решение позволяет также получить полный график зависимости «деформация u — напряжение сдвига τ » для грунта у стенки скважины, так как касательные напряжения равны радиусу круга Мора по формуле (86). На рис. 83 показано соответствующее построение кругов Мора для точки 2, по которым для точки 2' определяются касательное напряжение τ_2 , равное R_2 и деформация u_2 . Аналогично построены круги Мора для других точек, по которым определена вся кривая u — τ . Построение таких графиков для проведенных реальных испытаний прессиометром показывает, что на графике u — τ , как правило, имеется точка максимального значения касательного напряжения (точка k на рис. 83). При превышении этого касательного напряжения и соответствующего ему давления p_k сопротивление грунта сдвигу (a , следовательно, и радиус круга

Мора) начинает уменьшаться. Круг Мора, построенный для соответствующей точки k на pressiометрической кривой, ограничивает ту часть графика, для которой грунт находится в допредельном состоянии, т. е. ту часть, для которой можно применять решения теории предельного равновесия. Таким образом, рекомендуемое выше построение кругов Мора для определения угла внутреннего трения φ и удельного сцепления c следует произво-

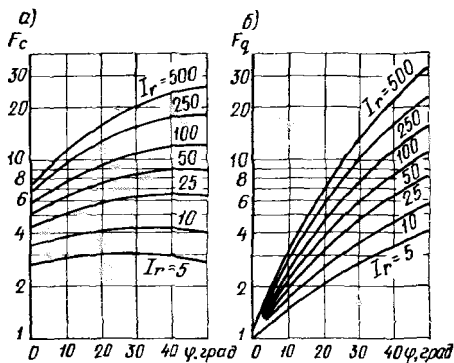
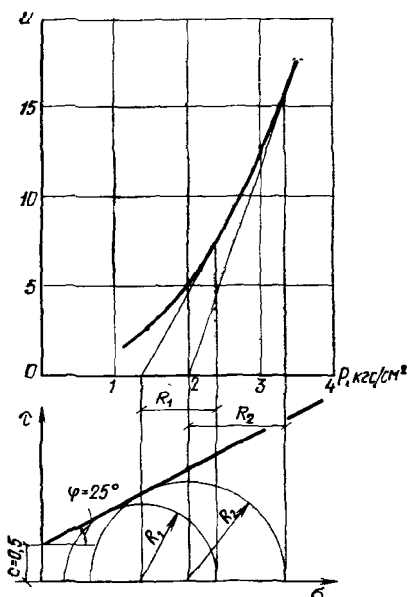


Рис. 85. График для определения коэффициентов $F_c(a)$ и $F_q(b)$

◀ Рис. 84. Определение φ и c по графику испытания грунта pressiометром

дить на участке pressiометрической кривой от окончания упругой стадии до точки k .

На рис. 83 приведен фактический график $u-\tau$ одного из испытаний грунта pressiометром. В то же время в соответствии с формулой (86) радиус круга Мора, т. е. сопротивление сдвигу τ , непрерывно увеличивается с увеличением давления p , а значит, и деформации u . Таким образом, график $u-\tau$ не должен бы иметь максимума (точки перелома). Однако, как уже отмечалось выше, наши испытания и многочисленные зарубежные испытания pressiометром, о которых будет сказано далее, почти всегда дают график $u-\tau$ с точкой максимального значения τ , т. е. с точкой перелома.

Это объясняется тем, что при испытании грунта pressiометром происходит ряд явлений, не учитываемых при теоретических решениях, а также особенностями самого грунта. Как известно, при испытаниях на сдвиг у многих грунтов (особенно песков выше средней плотности и пластичных глинистых грун-

тов) отчетливо проявляется наличие предельного (пикового) сопротивления сдвигу, после которого сопротивление значительно падает. Кроме того, сопротивление сдвигу зависит от скорости сдвига грунта вокруг прессиометра, которая переменна и уменьшается обратно пропорционально квадрату расстояния от оси. Поэтому графики u — τ должны в значительной степени отличаться для участков грунта, находящихся непосредственно у скважины и на расстоянии от нее. За время сдвига происходит некоторое дренирование водонасыщенного грунта и изменение его объема, что также не учитывается в теории. Кроме того, при бурении скважины и установке в ней прессиометра неизбежно нарушается структура грунта.

Наложение всех перечисленных факторов и приводит к тому, что фактический график u — τ при относительной деформации примерно 5—7% имеет максимум сопротивления сдвигу, показанный на рис. 83. Важно однако, что это пиковое сопротивление сдвигу близко сопротивлению сдвигу, определяемому по формуле (86) (теоретическое решение), но при значительно большей относительной деформации (примерно 40—50%).

Все изложенное позволяет рекомендовать применять описанный выше способ построения графика u — τ для реальных испытаний прессиометром, определения по нему τ_{\max} и соответствующих p_h и u_h , построения кругов Мора для криволинейного участка графика, ограниченного точкой k , и определения по ним угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта.

В работе [24] приведены результаты определения ϕ и c для одного испытания, вычисленные по трем довольно сложным методикам с применением ЭВМ «Наири», для которой составлены специальные программы. На рис. 84 показано определение ϕ и c для того же испытания, но по предлагаемому здесь методу. Результаты всех расчетов приведены в табл. 36. Как видно из этих данных, рекомендуемый метод определения ϕ и c с помощью кругов Мора дает вполне удовлетворительные результаты.

В частных случаях для сыпучей и идеально связной среды ϕ и c могут быть получены без построения кругов Мора. Так, для сыпучей среды при $c=0$ из уравнения (83) получим

$$\frac{u(p)}{u'(p)} = \frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi} p = R, \quad (88)$$

Т а б л и ц а 36

Способ расчета	ϕ	c , кгс/см ²
Дифференциальный	24°23'	0,544
Интегральный	23°50'	0,539
Упрощенный интегральный	22°30'	0,533
По предлагаемому методу	25°	0,5

отсюда

$$\sin \varphi = \frac{R}{p - R} \quad (89)$$

Для идеально связной среды при $\varphi=0$ из уравнения (84) получим

$$\frac{u(p)}{u'(p)} = c = R. \quad (90)$$

Таким образом, для идеально связной среды величина подкасательной в любой точке криволинейной части графика испытаний постоянна и равна величине удельного сцепления грунта.

Рассмотрим далее вопрос о предельном давлении на грунт при прессиометрических испытаниях. Для грунта, обладающего трением и сцеплением, задача определения предельного давления решена и доведена до вида, удобного для практического применения, А. Весичем [88].

Решение упругопластической плоской осесимметричной задачи им получено в предположении, что грунт в пластической зоне сжимаем. Однако учет сжимаемости грунта приводит к весьма трудоемкому итерационному процессу определения предельного давления на грунт, не оправданному при наличии многих других допущений в решении задачи. Поэтому приведем полученные А. Весичем формулы для определения предельного давления $p_{пр}$ при условии несжимаемости грунта в пластической зоне. Вместе с тем необходимо отметить, что для твердых глин и плотных песков влияние изменения объема в пластической зоне может быть существенным. Так, по данным А. Весича, для указанных малосжимаемых грунтов при деформации пластической зоны, соответствующей 1%, предельное давление на грунт может уменьшиться в 2 раза.

Предельное давление на грунт

$$p_{пр} = cF_c + p_0F_q, \quad (91)$$

где p_0 — природное горизонтальное давление в грунте на отметке испытания; F_c , F_q — безразмерные коэффициенты.

Коэффициенты F_c и F_q определяют по формулам:

$$F_q = (1 + \sin \varphi) \left[\frac{E}{2(1 + \mu)(c + p_0 \operatorname{tg} \varphi) \cos \varphi} \right]^{1 + \frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi}}; \quad (92)$$

$$F_c = (F_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi. \quad (93)$$

А. Весичем использовано обозначение

$$I_r = \frac{E}{2(1 + \mu)(c + p_0 \operatorname{tg} \varphi)} = \frac{G}{s}. \quad (94)$$

Величина I_r , названная показателем жесткости, представляет собой отношение модуля сдвига грунта G к его начальному сопротивлению сдвига $s = c + p_0 \operatorname{tg} \varphi$.

На рис. 85 приведен заимствованный из работы [88] график для определения F_c и F_q .

При $\varphi=0$

$$F_q = 1; \quad (95)$$

$$F_c = \ln I_r + 1. \quad (96)$$

Таким образом, при $\varphi=0$

$$p_{пр} = c \left[1 + \ln \frac{E}{2(1+\mu)c} \right] + p_0. \quad (97)$$

Формула (97) для идеально пластического грунта была ранее получена Л. Менаром [65].

Отметим, что приведенное выше решение А. Весича для определения предельной нагрузки на грунт у стенки скважины может быть получено непосредственно из формулы (82), если принять, что предельной нагрузке соответствует деформация стенки скважины, равная первоначальному радиусу скважины ($u=r_0$).

Для использования приведенных выше формул предельного давления на грунт необходимо иметь данные о величине коэффициента жесткости грунта I_r . В литературе почти нет данных о величине этого коэффициента в зависимости от каких-либо физико-механических свойств грунтов. Поэтому рассмотрим некоторые рекомендации, полученные в ГПИ Фундаментпроект в результате проведения исследований.

Для глинистых грунтов коэффициент жесткости был определен А. А. Добровольским и авторами на основе 70 испытаний образцов грунта в лаборатории. Значения φ и c принимались по результатам медленного сдвига образцов после уплотнения под водой. Модуль деформации рассчитывался по данным компрессионных и стабилометрических испытаний с введением поправочных коэффициентов, полученных сопоставлением этих данных с результатами испытаний штампами на площадках, откуда отбирались образцы. При этом выявлена четкая зависимость показателя жесткости от показателя консистенции.

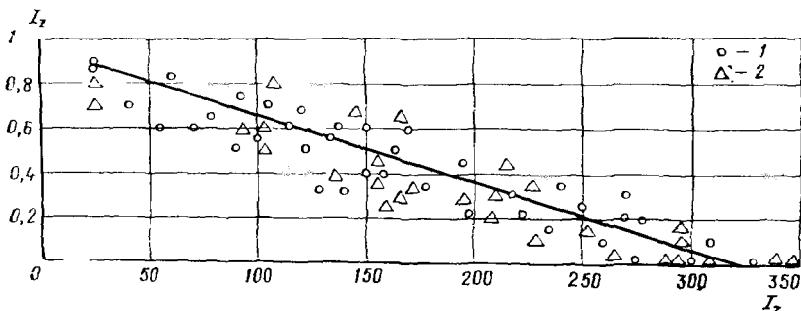


Рис. 86. Результаты экспериментов для определения связи между показателем жесткости I_r и консистенции I_L (ось ординат)

1 — для глины; 2 — для суглинка

Результаты экспериментов для давления $p=1$ кгс/см² показаны на рис. 86. С достаточной высотой коэффициентом корреляции ($r=-0,76$) получена следующая линейная зависимость:

$$I_r = 320(1 - I_L). \quad (98)$$

При другом давлении p_i к формуле (98) вводится дополнительный коэффициент k_r , на который следует умножить правую часть формулы:

$$k_r = \frac{2,2}{1,2 + p_i/p_1}, \quad (99)$$

где $p_1=1$ кгс/см².

Для песчаных грунтов данных лабораторных определений, достаточных для статистической обработки, нет. Поэтому авторы рекомендуют показатель жесткости определять приближенно по данным статического зондирования, используя связь между модулем деформации и сопротивлением зондированию [формулы (47) и (94)]. При этом необходимо учитывать криволинейность огибающей предельных кругов Мора для песка при малых (менее 1 кгс/см²) давлениях.

С учетом сказанного для определения показателя жесткости песков можно получить следующую формулу:

$$I_r = 2q_s/p_b, \quad (100)$$

где p_b — вертикальное давление пригрузки на уровне испытания.

Формулу (100) можно применять при $p_b \geq 1$ кгс/см². Используя формулы (98) и (100) и графики на рис. 85 для определения коэффициентов F_c и F_q , по формуле (91) можно определить предельное сопротивление грунта у камеры прессиометра.

3. Некоторые данные об опыте определения модуля деформации грунта прессиометром

Как уже отмечалось, основой для определения модуля деформации грунта по результатам прессиометрических испытаний является формула Ляме:

$$E = \frac{(1 + \mu) r_0 \Delta p}{\Delta r}. \quad (101)$$

Принятым за эталон способом оценки сжимаемости грунтов в настоящее время считается испытание грунтов в полевых условиях с помощью штампа площадью 5000 см². Как показывают многочисленные параллельные определения модуля деформации по прессиометрическим и штамповым испытаниям, проведенным различными организациями, модуль деформации, определенный по формуле (101), обычно в 2—3 раза меньше модуля деформации, определенного по результатам штамповых испытаний. В литературе имеются многочисленные объяснения этого расхождения: анизотропия грунта, т. е. различная сжимаемость в вертикальном и горизонтальном направлениях, различная спо-

способность грунта к восприятию сжимающих и растягивающих усилий, различная степень консолидации грунта при прессиометрических и штамповых испытаниях, ослабление прочности пристенного слоя грунта в скважине и др.

На наш взгляд, расхождение в значениях модулей деформации, определенных по прессиометрическим и штамповым испытаниям, происходит главным образом из-за разного предела линейной зависимости деформаций от напряжений под штампом и прессиометром.

Обычно при испытании грунтов штампом модуль деформации грунта находят для давлений до $3-4 \text{ кгс/см}^2$. Полевые испытания оснований штампами показывают, что нарушение линейной зависимости между осадкой и давлением на грунт происходит при давлениях, близких условным расчетным давлениям по СНиП II-15-74. Для грунта с $\varphi=20^\circ$ и $c=0,5 \text{ кгс/см}^2$ при глубине испытания 2 м расчетное давление под штампом (т. е. предел линейной зависимости) будет 4 кгс/см^2 . При прессиометрических испытаниях область предельных состояний появляется уже при $p=c \cos \varphi$, т. е. для рассмотренного примера (с учетом бытового давления) при давлении менее 1 кгс/см^2 . Графики осредненных испытаний грунта штампом и прессиометром, построенные в одном и том же масштабе, будут иметь вид, показанный на рис. 87.

Более раннее нарушение линейной зависимости деформации от давления при прессиометрических испытаниях, чем при штамповых, существенно сказывается при определении модуля деформации для обычно принимаемых интервалов давления на грунт до $3-4 \text{ кгс/см}^2$. Рассмотрим это положение для недренированных быстрых испытаний глинистых грунтов, когда $\varphi=0$ и прочность грунта определяется удельным сопротивлением сдвигу c_n . При прессиометрических испытаниях максимальные напряжения сдвига равны давлению на стенки скважины и нарушение линейной зависимости деформации стенки от давления произойдет при горизонтальном давлении $p_{пр}=c_n$. При испытании штампом по его оси возникают сдвигающие напряжения, равные примерно 0,3 приложенного вертикального давления. Таким обра-

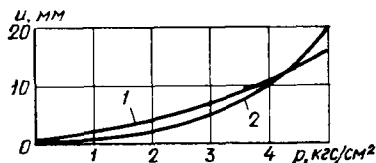


Рис. 87. Сравнительные графики испытания грунта штампом (1) и прессиометром (2)

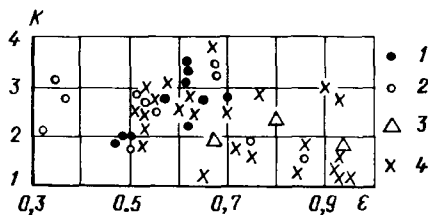


Рис. 88. Значение коэффициента k по данным парных испытаний грунтов штампом и прессиометром

1 — для песков; 2 — для супесей; 3 — для суглинков; 4 — для глин

зом, приложенное вертикальное давление, при котором максимальные напряжения сдвига будут равны c_n , должно быть равно $p_{ш}=3,33c_n$. Эти данные показывают, что нарушение линейной зависимости деформаций от напряжений при прессиометрических испытаниях наступают при давлениях, примерно в 3 раза меньших давлений при штамповых испытаниях.

Уменьшение расчетного модуля деформации грунта в зависимости от увеличения давления покажем на следующем примере. Пусть мы имеем грунт с показателями: $\varphi=20^\circ$, $c=0,5$ кгс/см² и $E=200$ кгс/см². Испытания проводятся прессиометром диаметром 10 см. В соответствии с формулой (82) расчетные деформации грунта у стенки скважины составят:

p , кгс/см ²	0,5	1	2	3	4	5
u , мм	0,16	0,4	1,6	4,5	9,8	20

Модуль деформации по формуле (101) для различных интервалов давления равен: $E_{0-0,5}=200$ кгс/см²; $E_{0-1}=162$ кгс/см²; $E_{0-2}=82$ кгс/см². Таким образом, даже для интервала давления 0—2 кгс/см² модуль деформации оказывается в 2,5 раза меньше модуля, определяемого для интервала линейной зависимости деформации от давления. В этом состоит основная причина того, что для одного и того же интервала давления определенные прессиометрическими испытаниями модули деформации меньше модулей, определенных штамповыми испытаниями.

Отметим, что в работе [6] сделана попытка дать другое объяснение получаемым различным значениям модуля деформации грунта при прессиометрических и штамповых испытаниях, хотя и в том и в другом случае модуль деформации определяется на основе решений, полученных для линейно-деформируемой среды.

Необходимо отметить, что опыт испытания грунтов самозабуривающимися прессиометрами, при погружении которых почти не нарушается природное сложение грунта (см. далее п. 7), показывает, что модули деформации, полученные в этом случае при прессиометрических испытаниях, близки модулям, полученным при штамповых испытаниях, без введения какого-либо переходного коэффициента. Это объясняется тем, что до начала испытания грунта прессиометром было сохранено природное напряженное состояние массива грунта и точно определено природное горизонтальное давление в грунте.

В практике модуль деформации принято определять для обычных давлений под сооружениями (до 2—4 кгс/см²), поэтому возникла необходимость ввести в формулу (101) поправочный коэффициент, больший единицы [24].

Для установления соотношения между значениями модулей деформации, определенными по прессиометрическим $E_{пр}$ и штамповым $E_{ш}$ испытаниям, в НИИ оснований и подземных сооружений был произведен сбор паспортов прессиометрических испы-

таний, проведенных различными организациями. Всего было собрано 200 паспортов. Коэффициенты перехода $k = E_{\text{ш}}/E_{\text{пр}}$ определялись для четвертичных песков, супесей, суглинков и глин аллювиальных, делювиальных, озерно-аллювиальных и элювиальных при степени влажности $G \geq 0,7$, залегающих на глубинах до 10 м.

Коэффициент k определяли двумя способами: по результатам парных испытаний штампом и прессиометром (результаты такого сравнения приведены на рис. 88); сравнением зависимости модулей деформации $E_{\text{ш}}$ и $E_{\text{пр}}$ от коэффициента пористости грунта.

На основании статистической обработки опытных данных в работе [24] определены следующие коэффициенты перехода k соответственно для песчаных и глинистых грунтов при глубине их испытания до 10 м в зависимости от коэффициента пористости грунтов e : при $e \leq 0,5$ $k = 2,5$; при $e > 0,8$ $k = 2$.

Накопленный опыт определения модуля деформации использован при составлении ГОСТ 20276—74 «Грунты. Метод полевого определения модуля деформации прессиометрами».

Из сказанного ранее видно, что при прессиометрических испытаниях можно получить модуль деформации, соответствующий модулю, полученному при испытаниях штампом без поправочного коэффициента, если определять его до давления 1 кгс/см². Однако для большинства грунтов деформация стенок скважины при давлении 1 кгс/см² значительно меньше 1 мм и надежность ее измерения весьма невелика.

Для преодоления этой трудности для песчаных грунтов модуль деформации можно определять следующим образом. В соответствии с формулой (82) для углов внутреннего трения от 30 до 40° отношение деформаций стенок скважины при давлении 3 и 1 кгс/см² составляет соответственно 27 и 17, или в среднем 22, т. е.

$$u_{0-3}/u_{0-1} = 22. \quad (102)$$

Используя это среднее отношение деформаций, можно определить модуль деформации для интервала давлений до 1 кгс/см², вычисляя соответствующую деформацию u_{0-1} по деформации при $p = 3$ кгс/см².

По формуле (101) модуль деформации равен

$$E = (1 + \mu) r_0 \frac{p_1}{u_{0-1}}.$$

Приняв $\mu = 0,3$, $p_1 = 1$, $u_{0-1} = u_{0-3}/22$, получим

$$E = 28 \frac{r_0}{u_{0-3}}. \quad (103)$$

Модуль деформации песчаных грунтов, определенный по формуле (103) без каких-либо дополнительных коэффициентов, оказывается близким модулю деформации, определенному по

испытаниям штампом для давлений до 3 кгс/см^2 . Это подтверждается опытами ГПИ Фундаментпроект по параллельному испытанию грунтов штампом и прессиометром.

Учитывая ненадежность измерения малых деформаций стенок скважины при низких давлениях и простоту определения φ и c по изложенному ранее способу построения кругов Мора, можно также определять модуль деформации, пользуясь формулой (82) при известных u , p , φ и c . В этом случае давления необходимо доводить до таких значений, при которых криволинейность графика «давление — деформация» проявляется вполне отчетливо.

4. Испытание грунтов прессиометром

Как уже указывалось, в настоящее время изготавливаются прессиометры двух типов — гидравлические и электропневматические различных модификаций. Особенности работы этих прессиометров должны быть отражены в техническом паспорте приборов и инструкции по их эксплуатации.

Технический паспорт и инструкция по эксплуатации каждого прессиометра должны включать: технические данные и описание конструкций деталей и узлов; указания по заводской сборке; порядок проведения тарировочных испытаний; порядок операций по проведению испытаний грунтов; указания по технике безопасности; перечень возможных неисправностей и способы их устранения. В результате тарировочных испытаний определяется давление, затрачиваемое на расширение эластичных оболочек камер прессиометра (рис. 89), и проверяется градуировка измерительных устройств.

Испытания грунтов прессиометром проводят на глубинах, определяемых рабочей программой испытаний и геологическими условиями. Диаметр скважин указывается в технических данных прессиометров и принимается обычно на 10—20 мм больше внешнего диаметра прессиометра. Бурение должно производиться с минимальным нарушением природного сложения и влажности грунта, для чего рекомендуется применение вращательного бурения.

В водонасыщенных глинистых грунтах и песках проходка скважин должна производиться с обсадкой их трубами с внутренним диаметром, на 5—10 мм большим диаметрам прессиометра. Для проведения испытания в скважину, обсаженную трубами, опускается прессиометр, а обсадные трубы поднимаются на высоту, равную длине прессиометра. Следует, однако, иметь в виду, что

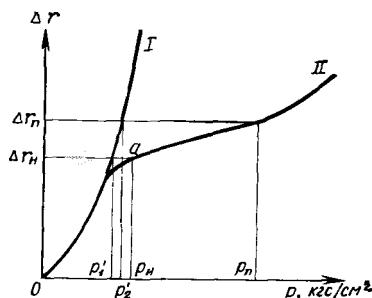


Рис. 89. График испытания грунта прессиометром

I — тарировочная кривая; *II* — кривая испытаний грунта в скважине

опыт испытания очень слабых малоустойчивых грунтов прессиометром весьма мал и достоверность получаемых результатов не проверена. Поэтому в таких грунтовых условиях для определения модуля деформации наряду с испытаниями прессиометром целесообразно проводить статическое зондирование грунтов.

При проходке скважины на отметке намеченного проведения испытания в «Журнал испытания грунта прессиометром» заносится краткая визуальная характеристика грунта, отражающая для связных грунтов консистенцию, а для несвязных — плотность сложения. По этим характеристикам в дальнейшем определяется приращение нагрузки при переходе от одной ее ступени к другой. Более подробная характеристика грунтов, вскрываемых буровой скважиной, приводится в буровом журнале.

Перерыв во времени между окончанием проходки опытного участка скважины или подъемом обсадных труб и началом испытания сжимаемости грунтов не должен превышать 2 ч — при испытании грунтов, залегающих выше уровня грунтовых вод, и 15 мин — при испытании грунтов, залегающих ниже уровня грунтовых вод. При этом следует использовать все возможности для сокращения этого времени.

Вопрос о влиянии расстояния забоя и устья скважины от прессиометра на результаты испытаний рассмотрен в работе [14], из которой видно, что при расстоянии камеры прессиометра от забоя и устья скважины более $2r_0$ и $6r_0$ соответственно они практически не влияют на результаты испытаний.

При проведении испытаний для определения модуля деформации грунта следует руководствоваться ГОСТ 20276—74 «Грунты. Метод полевого определения модуля деформации прессиометрами». Этим стандартом устанавливается метод определения модуля деформации песчаных и глинистых грунтов. На скальные, крупнообломочные, просадочные и набухающие (при испытаниях с замачиванием) грунты стандарт не распространяется.

Стандартом предусмотрено применение прессиометров диаметром от 76 до 127 мм и производство испытаний в скважинах на глубинах не более 20 м. При расстоянии 1 м и менее до отметки, на которой будет производиться испытание прессиометром, запрещается применение ударно-канатного и шнекового способов бурения скважин.

Минимальная толщина слоя грунта, сжимаемость которого определяется с помощью прессиометра, должна составлять не менее 1,5 длины камеры прессиометра. Длина камеры зонда должна быть не менее четырех ее внешних диаметров. При применении камер, состоящих из трех секций и более, общая длина секций должна быть не менее четырех их внешних диаметров.

Радиальные перемещения оболочки камеры зонда могут измеряться путем измерения объема жидкости, расходуемой на ее

расширение, или дистанционными датчиками не менее чем в шести точках, расположенных по трем диаметрам. Точки замера должны располагаться в центральной части камеры в пределах $\frac{1}{3}$ ее длины. Радиальные перемещения должны измеряться с точностью не менее 0,1 мм в пределах изменения начального диаметра камеры в 1,5 раза. Давление, передаваемое на стенки скважины, должно измеряться с точностью не менее 0,1 кгс/см².

При испытании грунта давление в прессиометре повышают ступенями. Каждая ступень давления создается в течение 1—2 мин. Ступени давлений принимаются: до момента соприкосновения оболочки камеры зонда со стенками скважины — по 0,25 кгс/см², далее — в зависимости от типа и вида грунта. Для песчаных плотных грунтов ступени давлений принимаются по 1 кгс/см², для песчаных средней плотности и глинистых консистенцией $I_L \leq 0,5$ —0,5 кгс/см², для песчаных рыхлых и глинистых консистенцией $I_L > 0,5$ —0,25 кгс/см².

При определении давлений на стенку скважины в случае применения гидравлического прессиометра независимо от обводненности скважины необходимо к давлению, измеряемому манометром, прибавлять гидравлическое давление столба жидкости в гидромагистраль прессиометра.

Каждую ступень давления выдерживают во времени до условной стабилизации деформации, за которую принимают приращение радиуса скважины не более 0,1 мм за время, определяемое в зависимости от вида испытуемых грунтов и режима испытаний. Режим испытаний может быть медленный и быстрый.

Время условной стабилизации деформации при медленном режиме, мин, принимается для грунтов:

песчаных неводонасыщенных	15
песчаных водонасыщенных и глинистых консистенцией $I_L \leq 0,25$	30
глинистых консистенцией $I_L > 0,25$	60

Время условной стабилизации деформации при быстром режиме, мин, принимается для грунтов:

песчаных	3
глинистых	6

Согласно стандарту, испытания грунтов прессиометрами по быстрому режиму производят только в случаях, если сопоставительные параллельные испытания выполнены прессиометрами по медленному и быстрому режимам для каждого выделенного инженерно-геологического слоя в районе проведения изысканий.

При применении прессиометров с точностью измерения перемещений, превышающей 0,1 мм, время условной стабилизации деформаций уменьшается пропорционально увеличению точности измерения перемещений стенок скважин. Отсчеты по приборам для измерения перемещений на каждой ступени давления производят в зависимости от вида грунтов и режима испытаний.

При медленном режиме испытаний отсчеты производят: для

песчаных грунтов — через каждые 5 мин в течение первых 15 мин, далее через 15 мин до условной стабилизации деформации; для глинистых грунтов — через каждые 10 мин в течение первых 30 мин, далее через 30 мин до условной стабилизации деформации.

При быстром режиме испытаний отсчеты производят: для песчаных грунтов через каждую минуту в течение первых 3 мин, далее через 3 мин до условной стабилизации деформации; для глинистых грунтов — через каждые 2 мин в течение первых 6 мин, далее через каждые 6 мин до условной стабилизации деформаций.

Следует отметить, что при принятой в ГОСТ 20276—74 методике приложения нагрузок при медленных испытаниях скорость условной стабилизации перемещений грунта соответствует 0,003—0,007 мм/мин при испытании в песках и 0,002—0,003 мм/мин — при испытании в глинах. При таких скоростях время одного испытания составляет много часов, а иногда и более суток. Это во много раз больше, чем за рубежом, где одно испытание проводится в течение 0,5—1 ч (скорость перемещений грунта 0,1—1 мм/мин). При принятых по этому ГОСТу медленных испытаниях теряется смысл этого полевого метода испытаний, одним из основных преимуществ которого является возможность быстрого определения модуля деформации грунта в заранее пробуренной скважине на нескольких горизонтах.

Принятие в ГОСТ 20276—74 малой скорости испытаний могло бы иметь некоторое оправдание в случае использования их результатов для определения прочностных показателей грунта (φ и c) по методу консолидированного сдвига. Однако в настоящее время эти испытания используются для определения модуля деформации, значение которого сравнительно мало зависит от скорости приложения нагрузки (по зарубежным данным, $E_{\text{дрен}} = 0,75 E_{\text{недрен}}$). Учитывая также, что при определении модуля деформации по прессиометрическим испытаниям используется эмпирический коэффициент перехода, в зависимости от глубины испытания равный 3—1,5, следовало бы рекомендовать испытания проводить в основном по схеме быстрого сдвига, уменьшив переходный коэффициент соответственно до 2,5—1,2. Опыт ГПИ Фундаментпроект подтверждает целесообразность именно такого подхода к прессиометрическим испытаниям. В работе [9], в которой приведены результаты испытаний автоматического прессиометра при постоянной скорости деформации грунта, также получено, что увеличение скорости деформации в 3,1 раза по сравнению со стандартной привело при испытании в суглинках к увеличению модуля деформации на 26%.

Косвенным подтверждением правильности такого подхода являются испытания статическим зондированием со скоростью зондирования, по ГОСТ 20069—74, 1 м/мин (1,7 см/с). Однако, как показано в главе IV, при этом вполне возможно установить

корреляционные зависимости и деформационных и прочностных свойств грунтов по данным зондирования с данными медленных испытаний штампом в поле и медленного сдвига в лаборатории. При этом корреляционные зависимости получаются достаточно тесными не только для песчаных грунтов, где влияние скорости приложения нагрузки незначительно, но и для глинистых.

Изложенные соображения позволяют рекомендовать проводить больше испытаний по схеме быстрого сдвига, накапливая данные для последующего перехода к быстрым испытаниям прессиометрами, с внесением соответствующих изменений в ГОСТ на проведение прессиометрических испытаний.

Предельное давление при испытании устанавливается программой в зависимости от его цели. При производстве испытаний для определения модуля деформации необходимо иметь минимум четыре точки для построения прямолинейного участка графика «нагрузка — деформация». Для определения прочностных характеристик грунта испытания необходимо вести до давлений, обеспечивающих получение криволинейного участка графика «нагрузка — деформация». При этом следует учитывать возможности прессиометра, определяемые или предельным давлением в его камере, или предельной деформацией камеры. Наиболее полным испытание будет в том случае, если его удастся довести до давления, соответствующего пределу прочности грунта.

Разгрузку прессиометра осуществляют ступенями, равными двойным ступеням нагружения. Результаты испытания записывают в «Журнал испытания грунта прессиометром».

По результатам испытаний строится график зависимости приращения деформации (приращения радиуса прессиометра) от давления в камере прессиометра. График рекомендуется строить в следующем масштабе: для p (по горизонтали) — 1 кгс/см^2 равен 20 или 40 мм; для Δr (по вертикали) — 1 мм равен 5 или 10 мм. На график (см. рис. 89) наносятся тарировочная кривая I , полученная при свободном расширении прессиометра, и кривая II , полученная по результатам испытания грунта в скважине. На начальном участке кривая II совпадает с кривой I — происходит свободное расширение прессиометра в скважине. Затем начинается короткий переходный участок, соответствующий обжатию неровностей стенок скважины.

Участок линейной зависимости между давлением и деформацией (между давлениями p_n и p_n) используется для определения модуля деформации. После достижения давления p_n начинается стадия интенсивного развития пластических деформаций в грунте.

При определении модуля деформации грунта необходимо расчетную разность давлений на участке $p_n - p_n$ уменьшить на величину потери давления на расширение оболочки прессиометра от Δr_n до Δr_n , т. е. на величину $p'_2 - p'_1$.

Как показала практика определения модуля деформации прессиометром конструкции ГПИ Фундаментпроект, влияние давления на растяжение резиновой оболочки (при диаметре скважины больше диаметра прессиометра на 10—20 мм) несущественно. Так, при модуле деформации грунта 200—250 кгс/см² разница между модулем деформации, определенным с учетом давления, затрачиваемого на растяжение резины, и модулем, определенным без учета этого давления, составляет всего 2%. При модуле деформации 50 кгс/см² эта разница составляет 10%. Для практических целей указанными погрешностями в определении модуля деформации можно пренебречь, т. е. не всегда следует проводить тарировочные нагружения камеры прессиометра.

5. Обработка результатов испытаний

Модуль деформации грунта, согласно ГОСТ 20276—74, определяют по формуле

$$E = Kr_0 \frac{\Delta p}{\Delta r}, \quad (104)$$

где r_0 — начальный радиус скважины, см, соответствующий значениям p_n и Δr_n на графике испытания; Δp — приращение давления на стенку скважины между двумя точками, взятыми на осредненной прямой, кгс/см²; Δr — приращение перемещения стенки скважины (по радиусу), соответствующее Δp , см; K — корректирующий множитель.

Как уже указывалось, модуль деформации вычисляют для линейного участка графика испытаний $\Delta r = f(p)$. Для этого через опытные точки графика проводят графически осредненную прямую. За начальные значения p_n и Δr_n (первая опытная точка, включенная в осреднение) принимают значения p и Δr , соответствующие моменту полного обжатия неровностей стенок скважины. За конечные значения p_n и Δr_n (предел пропорциональности) принимают значения p и Δr , соответствующие точке, ограничивающей линейный участок графика испытания.

Коэффициент K определяется, как правило, по результатам сопоставительных параллельных испытаний грунта штампом (ГОСТ 12374—77) и прессиометром.

Для проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений II—IV классов значение коэффициента K при медленном режиме испытаний грунтов прессиометром допускается принимать по табл. 37 (ГОСТ 20276—74), а также по формуле прил. 3 к нему.

Практика определений модуля деформации по прессиометрическим испытаниям в ГПИ Фундаментпроект показывает, что значения коэффициента K , рекомендуемые табл. 37, более реальны, чем значения K , получаемые по формуле прил. 3 к ГОСТ 20276—74.

При быстром режиме испытаний грунтов прессиометром значение коэффициента K , определенное по табл. 37, должно кор-

Грунты	Генетические типы грунтов	Коэффициент K при глубине испытания, м		
		$h < 5$	$5 \leq h \leq 10$	$10 < h \leq 20$
Песчаные и глинистые	Аллювиальные, делювиальные и озерные	3	2	1,5

Примечание. Для глинистых элювиальных грунтов допускается уменьшение коэффициента K на 20% для всех глубин испытаний.

ректироваться путем умножения на дополнительный коэффициент K_t . Значение коэффициента K_t определяется по результатам сопоставительных параллельных испытаний прессиометром, выполненных по медленному и быстрому режимам испытаний.

Следует отметить, что при проведении параллельных испытаний штампом и прессиометром, обязательных для сооружений I класса и рекомендуемых нами для площадок с малоисследованными сложными грунтовыми условиями, можно ограничиться двумя испытаниями штампом, если полученные по этим двум испытаниям значения модулей деформации отличаются от среднего не более чем на 25%. Если полученные значения отличаются в большей степени, то следует провести третье испытание и принять для сравнения наименьшее из трех значений.

По результатам определения модуля деформации прессиометром по установленным ГОСТ 20522—75 правилам вычисляется нормативное значение модуля деформации. Расчетные значения модуля деформации принимаются равными нормативным.

Значение модуля деформации выражают в целых числа с точностью до 10 кгс/см² при $E > 100$ кгс/см², с точностью до 5 кгс/см² при $E = 20—100$ кгс/см² и с точностью до 1 кгс/см² при $E < 20$ кгс/см², при этом указывают вид грунта, а также значения плотности сложения и влажности.

Определение прочностных характеристик грунта (φ , c , τ) по данным прессиометрических исследований не регламентировано. Для ориентировочных расчетов и накопления опыта рекомендуется для определения φ и c использовать приведенный ранее метод построения кругов Мора, сравнивая каждый раз полученные данные с результатами лаборатор-

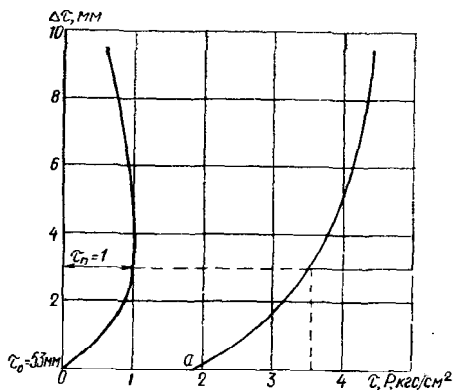


Рис. 90. Пример построения графика Δr (ось ординат) — τ по результатам испытания

ных определений прочностных свойств грунтов. При использовании метода построения кругов Мора график испытаний, показанный на рис. 89, необходимо перестраивать так, как показано на рис. 90.

Опыт ГПИ Фундаментпроект показывает, что при испытании грунта по быстрому режиму максимальное общее сопротивление грунта сдвигу τ по кривой $\tau-\Delta r$ (рис. 83 и 90) близко сопротивлению сдвигу, полученному по результатам лопастных испытаний.

На рис. 90 для примера показаны результаты прессиометрических испытаний суглинка на глубине 8 м. График испытания на рис. 90 построен начиная от точки a графика полевых испытаний, в которой начинается обжатие грунта в стенке скважины. Этой точке соответствуют давление $p_n=1,9$ кгс/см² (равное примерно бытовому давлению p_6) и начальный радиус скважины $r_0=53$ мм. Как видно из графика $\tau-\Delta r$, предельное сопротивление сдвигу $\tau_n=1$ кгс/см². Лопастные испытания, проведенные на этой же глубине, дали $\tau_n=0,95$ кгс/см², т. е. расхождение в данном случае составило всего 5%. Проведенные нами аналогичные сравнения на различных площадках показали, что расхождения в значениях составляют, как правило, не более $\pm 20\%$.

Испытание грунта в полевых условиях прессиометром имеет ряд преимуществ по сравнению с испытанием штампом. При проведении испытаний прессиометром отпадает необходимость в трудоемких работах по проходке шурфов и скважин большого диаметра и монтажу громоздкого оборудования. В связи с этим затраты труда и времени сокращаются примерно в 10 раз по сравнению с затратами труда при проведении испытаний грунта в шурфах. Это позволяет провести большое число испытаний грунта прессиометром в различных точках исследуемой площадки и на различных глубинах, что дает возможность надежно оценить вероятные значения модуля деформации грунта.

Учитывая перспективность этого метода и необходимость его дальнейшего совершенствования, приведем некоторые данные о зарубежном опыте и современных направлениях развития прессиометрических исследований.

6. Зарубежный опыт прессиометрических испытаний

Прежде всего следует отметить, что за рубежом все прессиометрические испытания проводятся по схеме быстрого недренированного сдвига с постоянной скоростью приложения нагрузки, обеспечивающей достижение разрушающей нагрузки за 20—30 мин. По такой же схеме проводятся испытания лопастными приборами и небольшими (площадью до 900 см²) штампами. Быстрота этих полевых методов испытаний является одним из существенных их преимуществ.

Испытания проводятся по следующей технологии. Для про-

ходки скважин используется вращательное бурение. В неустойчивых грунтах скважины укрепляются обсадными трубами, не доходящими на 1—1,5 м до намеченного уровня испытаний, или глинистым раствором. Диаметр скважины больше диаметра прессиометра на 22 мм (при прессиометре диаметром около 60 мм) или 15 мм (при прессиометре диаметром 135 мм). Время между окончанием бурения и началом испытания — около 15 мин. Ступени нагрузок выбираются такими, чтобы получить на графике испытаний 15—16 точек от начала испытания до предельного расширения прессиометра, составляющего около 25% его радиуса. Давление на каждой ступени поднимается в течение 30 с, после чего производится первый отсчет по приборам. Дальнейшие отсчеты производятся через 15 и 30 с, 1 и 2 мин, после чего прикладывается следующая ступень нагрузки. По этим данным строится график «давление — объем камеры V ». Одновременно измеряются также деформация течения на каждой ступени нагрузок и изменение объема измерительной камеры между 30 с и 2 мин, которые также наносятся на график.

Рекомендуется калибровку давления, затрачиваемого на свободное расширение мембран прессиометра, производить перед каждым испытанием и после последнего испытания в данный день.

Следует отметить, что потери давления вследствие того, что камеры изготовлены из толстой резины, бывают существенными. В результате при равных ступенях нагрузок по манометру на стенку скважины передается все меньшее давление, составляющее в конце испытаний лишь 20% приложенной ступени нагрузки.

Имеются два направления использования прессиометрических данных: нахождение эмпирических связей предельного давления на грунт, определенного прессиометром, с допускаемым давлением под подошвой фундамента или сваи; определение основных деформационных (E) и прочностных (ϕ , s или τ) свойств грунтов для использования их в расчетных формулах механики грунтов. Первое направление развивалось Л. Менаром. Оно представляет сравнительно небольшой интерес, так как использование чисто эмпирических данных всегда ограничено конкретными условиями их получения.

Основопологающей работой второго направления является работа Гибсона и Андерсона [55], в которой грунт рассматривается как упругопластическая среда. В связи с тем, что в первых прессиометрах измерение деформаций стенки скважины производилось по объему закаченной жидкости, формула для определения модуля деформации имела следующий вид:

$$E = \frac{2V_0(1 + \mu)\Delta p}{\Delta V}, \quad (105)$$

где V_0 — объем измерительной камеры прессиометра в начале фазы измерений; ΔV — изменение объема камеры при изменении давления Δp .

Эта формула идентична формуле Ляме. Для определения предельного (разрушающего) давления p_L в работе [55] приведена следующая формула:

$$p_L - p_0 = \left(\ln \frac{G}{C_H} + 1 \right) C_H = N_p C_H, \quad (106)$$

где p_0 — начальное горизонтальное давление в грунте; G — модуль сдвига; C_H — прочность грунта на сдвиг при недренированных испытаниях.

В работе [64] показано, что коэффициент N_p изменяется от 6 до 6,75. Используя этот коэффициент и определив экспериментально разрушающее давление, пользуясь формулой (106), можно найти прочность грунта на сдвиг C_H .

В начале 70-х годов почти одновременно появился ряд работ, в которых рассматривается задача нагружения грунта прессиометром, при этом грунт считается однородным и несжимаемым. Кроме того, предполагается, что грунт полностью водонасыщен и во время испытания не происходит дренирования (Пальмер [73], Ладаний [61], Багелен и др. [41]).

В соответствии с указанными допущениями напряжения сдвига в грунте у расширяющейся скважины определяются по формуле

$$\tau = \frac{1}{2} \varepsilon (1 + \varepsilon) (2 + \varepsilon) \frac{dp}{d\varepsilon}, \quad (107)$$

где ε — относительная деформация стенок скважины, равная u/r_0 .

Максимальная деформация сдвига у стенки скважины

$$\gamma = 2\varepsilon. \quad (108)$$

Модуль сдвига грунта определяется по формуле

$$G = \frac{1}{2} \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon}, \quad (109)$$

а модуль деформации —

$$E = (1 + \mu) \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon}. \quad (110)$$

При малых относительных деформациях $\varepsilon = \Delta V / 2V_0$ и формулы (105) и (110) дают одинаковое значение модуля деформации. При определении модуля деформации рекомендуется использовать узкий интервал давлений от $p = p_0$ до $p = p_0 + C_H$ или определять его по касательной к графику испытания в точке p_0 . Этот модуль деформации, определенный при указанных низких давлениях, используется в расчетах осадки фундаментов без каких-либо дополнительных коэффициентов.

При небольших относительных деформациях (а при этом методе максимальные напряжения сдвига получаются при относительных деформациях около 5%) вместо формулы (107) может быть с большой точностью принята формула

$$\tau = \varepsilon \frac{dp}{d\varepsilon}, \quad (111)$$

Эта формула аналогична формуле (87), полученной нами при других допущениях. Модуль сдвига при использовании формулы (111) будет определяться по формуле

$$G = \tau/2\varepsilon. \quad (112)$$

Сравнивая методы Гибсона—Андерсона и Пальмера, следует отметить, что они дают одинаковые значения модуля сдвига (модуля деформации). Сопротивления сдвигу, полученные по этим методам, имеют разные значения: в первом методе сопротивление сдвигу определяют, исходя из теории предельного состояния, которое достигается при больших относительных деформациях (более 30% у расширяющегося прессиометра); во втором определяют всю кривую сопротивления сдвигу, в том числе ее пиковое значение, которое достигается при относительных деформациях около 5%. На рис. 91, заимствованном из работы [91], приведены результаты определения сопротивления сдвигу полутвердой глины указанными двумя методами.

При любом методе анализа данных прессиометрических испытаний существенное значение имеет правильное определение начального горизонтального давления в грунте p_0 . В зарубежной практике его определяют, пользуясь двумя кривыми, полученными при испытании прессиометром: обычной кривой «напряжение — деформация» ($p-V$) и кривой течения ($p-\Delta V_{\text{теч}}$), которая определяется для каждого давления по изменению объема камеры между 30 с и 2 мин после приложения нагрузки (рис. 92). На этом рисунке на кривой $p-V$ показана точка, соответствующая давлению p_0 , — точка, в которой начинается линейная часть графика $p-V$, как это принято и в нашей практике. Вместе с тем давление p_0 соответствует точке на кривой $p-\Delta V_{\text{теч}}$, в которой $\Delta V_{\text{теч}}$ падает до наиболее низкого постоянного значения.

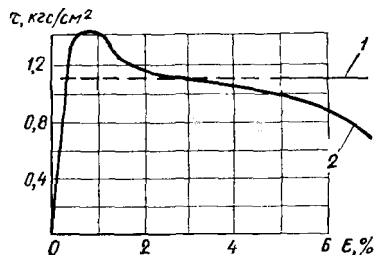


Рис. 91. Определение сопротивления полутвердой глины сдвигу по методам Гибсона — Андерсона (кривая 1) и Пальмера (кривая 2)

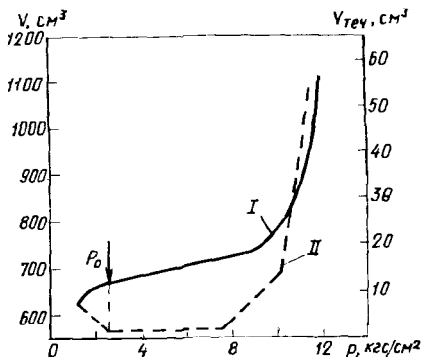


Рис. 92. График испытания прессиометром по зарубежной практике I — кривая $p-V$; II — кривая течения

Для определения разрушающего давления на грунт используют формулу, полученную Гибсоном и Андерсоном и связывающую давления в стадии пластических деформаций:

$$p = p_L + C_n \ln \frac{\Delta V}{V}, \quad (113)$$

где V — общий объем измерительной камеры при давлении p ; $\Delta V = V - V_0$ (V_0 — объем при давлении p_0).

Это уравнение показывает, что кривая, нанесенная в координатах $p - \ln(\Delta V/V)$, должна быть близкой к прямой, получаемой на последних ступенях испытаний, если предположение об упруго-пластических свойствах грунта отвечает действительности.

Экстраполяция этой кривой до значения $\ln(\Delta V/V) = 0$, которое соответствует непрерывному увеличению объема камеры (так как $\Delta V/V = \Delta V/(V_0 + \Delta V) = 1$, если $\Delta V = \infty$), даст значение разрушающего давления p_L .

На рис. 93 приведен график, полученный в работе [64] при прессиометрических испытаниях в полутвердых лондонских глинах на глубинах от 4 до 25,3 м в скважине диаметром 60 мм. Пунктиром на рис. 93 показана экстраполяция кривых, позволяющая определить разрушающее давление на грунт в скважине.

В названной работе [64] приведены интересные результаты определения прочности лондонских глин при недренированных испытаниях (C_n) штампом диаметром 865 мм в скважине диаметром 900 мм и прессиометром диаметром 58 мм с длиной измерительной камеры 216 мм на различных глубинах h . По результатам штамповых испытаний C_n определялось по формуле

$$C_n = \frac{q_{пр} - \gamma h}{9,6}, \quad (114)$$

где $q_{пр}$ — предельное (разрушающее) давление под штампом.

Результаты прессиометрических испытаний обрабатывались по методам Гибсона — Андерсона [формула (116)] и Пальмера. Метод Пальмера, как уже отмечалось, дает пиковые (наибольшие) значения C_n , хорошо видные на рис. 91. Однако и полученные по методу Гибсона — Андерсона значения C_n значительно более высокие, чем значения, полученные при испытаниях штампом. Авторы работы [64] объясняют это расхождение структурой трещиноватых лондонских глин. В небольшом объеме грунта, испытываемого прессиометром, не отражаются истинный характер трещиноватости лондонских глин и ослабления их прочности этими трещинами.

Следует отметить, что в этих экспериментах модуль сдвига (модуль деформации) определяли прессиометрическими и штамповыми испытаниями также до глубины 25,3 м. Модули сдвига, определяемые по испытаниям прессиометром, были меньше оп-

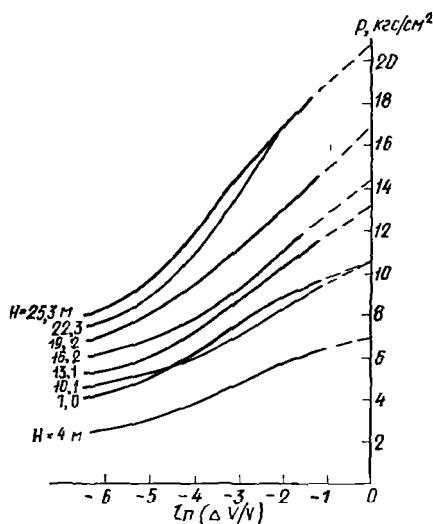


Рис. 93. Графики испытания лондонских глин на глубине от 4 до 25, 3 м

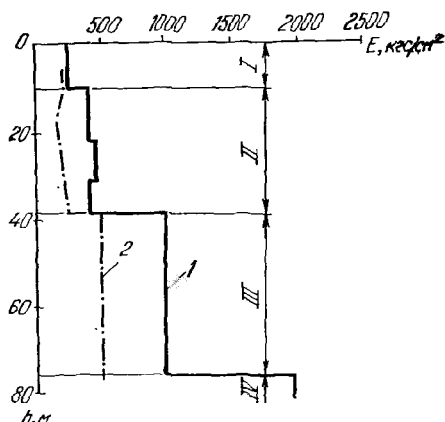
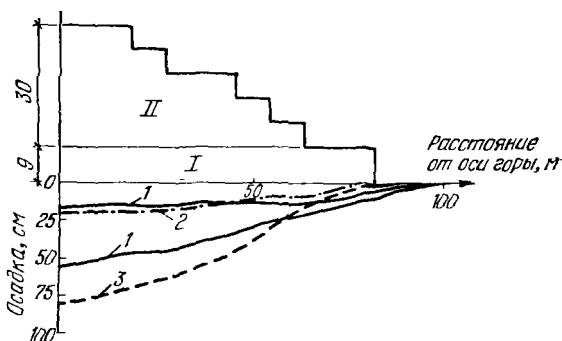


Рис. 94. Модуль деформации трех слоев морены и сланцев

I, II, III — слои морены; IV — сланцы; 1, 2 — pressiометрический и лабораторный модули деформации

Рис. 95. Сравнение расчетных и фактических осадок искусственно отсыпанной горы

I, II — стадии строительства соответственно 1969 и 1970 гг.; 1 — расчетная немедленная осадка I и II стадий; 2 — фактическая осадка на конец I стадии; 3 — фактическая осадка на конец II стадии строительства



ределяемых по испытаниям штампом диаметром 865 мм в 3 раза — на глубине 10 м и в 1,5 раза — на глубине 25,3 м. Авторы экспериментов объясняют это значительным нарушением сложения грунта в стенках скважины при бурении и размягчением глины в результате разгрузки.

Аналогичные результаты, полученные во многих других случаях, послужили толчком для разработки в Англии и Франции с начала 70-х годов так называемых самозабуривающихся pressiометров, которые будут рассмотрены далее.

Вместе с тем продолжается совершенствование конструкции обычных pressiометров, в частности отмечается тенденция к увеличению их диаметра и длины. Имеется ряд публикаций, на-

пример [52] и [53], в которых приводятся данные инструментальных наблюдений за осадкой сооружений и расчетов осадок методом конечных элементов с использованием модуля деформации, определенного прессиометром при указанных выше низких давлениях (в интервале от $p=p_0$ до $p=p_0+C_n$ или по касательной к графику в точке $p=p_0$). Такие сравнения показывают, что во многих случаях осадки, определенные с использованием указанных модулей, весьма близки замеренным инструментально, причем отклонения теоретических осадок от замеренных бывают в сторону как преувеличения, так и преуменьшения осадок, т. е. модуль деформации, полученный по испытаниям прессиометром, может быть и меньше и больше действительного модуля деформации грунта под сооружением.

В качестве примера непосредственного использования модуля деформации, полученного при прессиометрических испытаниях, приведем данные из работы [52]. В западной части Канады определяли осадку искусственно отсыпанной горы для занятий горнолыжным спортом. Искусственная гора была создана за два летних сезона (1969 и 1970 гг.), имеет форму конуса с диаметром основания 160 м и высотой 39 м. Основание этой горы сложено из трех слоев различных по свойствам моренных глин, залегающих на сланцах мелового периода. На рис. 94 показаны эти три слоя морены, а также приведены значения модуля деформации, определенные в лаборатории и прессиометром, имеющим диаметр 119 мм и длину 100 см. Прессиометрические испытания производились в скважине с применением глинистого раствора для уменьшения изменения влажности грунта в стенках скважины.

Как видно, модули, полученные при прессиометрических испытаниях, примерно в 2 раза больше модулей, определенных в лаборатории, за исключением самой верхней части разреза. Наибольшая глубина испытаний прессиометром была 27 м. Определенный для этой глубины модуль деформации принят для всего слоя II. Модули деформации ниже этой глубины (для слоя III) были приняты в 2 раза большими, чем определенные в лаборатории.

Расчет осадки был произведен, как для осесимметричной задачи, — методом конечных элементов. Приложение нагрузки предусматривалось за две ступени в соответствии с реальным сроком строительства горы. Модуль деформации материала горы был принят 24 кгс/см^2 , при этом было определено, что изменение этого модуля деформации в 10 раз приводит к изменению расчетной осадки на 6%.

Рассчитанные и замеренные осадки для обеих стадий строительства показаны на рис. 95. Для первой стадии строительства сходимость полученных результатов очень хорошая, для второй стадии расчетная осадка меньше фактической примерно на 30%. Указанное в общем небольшое расхождение авторы работы [52]

объясняют двумя обстоятельствами: за период второй стадии строительства произошла консолидационная осадка, не учитываемая при быстрых прессиометрических испытаниях; основание горы было нагружено почти до предельного состояния, и поэтому модуль деформации следовало определять не по начальной части графика испытаний, а при давлениях, близких предельному.

7. Современные направления в развитии прессиометрических исследований

Наибольший интерес прессиометрические исследования имеют для определения деформационных и прочностных свойств слабых глинистых грунтов, из которых отбор образцов ненарушенной структуры для испытаний в лаборатории практически невозможен. Однако бурение скважин для прессиометрических испытаний именно в этих грунтах представляет наибольшие трудности, так как требуется или обсадка скважин, или применение глинистого раствора.

С другой стороны, при бурении скважин в достаточно устойчивых грунтах происходит нарушение естественной структуры грунта в стенках скважины, а не испытывающие бытового давления глинистые грунты размягчаются, вследствие чего результаты прессиометрических испытаний искажаются. Поэтому естественны были поиски способа погружения прессиометра на отметку испытания без обсадки скважины и без нарушения структуры грунта в ее стенках. Такой способ, заключающийся в применении так называемых самозабуривающихся прессиометров, почти одновременно (в конце 60-х годов) был найден во Франции (Багеленом и др.) и в Англии (Ротом и др.). Идея этих прессиометров состоит в том, что впереди камеры прессиометра располагается буровая головка, внутри которой размещен буровой наконечник для разработки грунта, удаляемого в виде шлама по междутрубному пространству. Грунт разрабатывается одновременно с вдавливанием прибора домкратом обычно со скоростью 0,1—1 м/мин. Диаметр прессиометра точно равен диаметру буровой головки, в результате чего обеспечивается испытание грунта действительно ненарушенной структуры.

На рис. 96 показана схема французского прессиометра (автофорера) Багелена и др. [39]. Авторы отмечают, что с момента создания самозабуривающегося прессиометра разработано уже три «поколения» прибора:

первое (1966—1971 гг.) — вращение бурового наконечника производилось буровой установкой с поверхности грунта через штанги, прибор применялся только в мягких грунтах при глубине бурения 20 м;

второе (1972—1975 гг.) — вращение бурового наконечника производилось гидравлическим двигателем, располагаемым не-

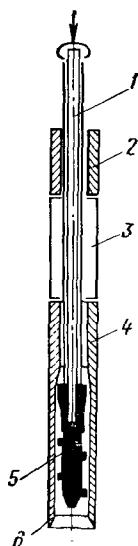


Рис. 96. Схема французского самозабуривающего прессиометра

1 — штанга; 2 — направляющий блок; 3 — прессиометр; 4 — самозабуривающийся блок; 5 — буровой наконечник; 6 — режущий край

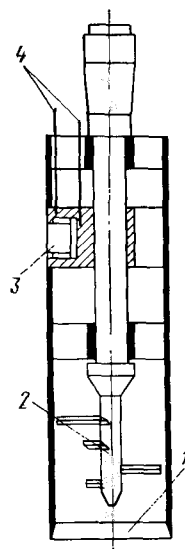


Рис. 97. Горизонтальный пенетрометр

1 — режущий край; 2 — буровой наконечник; 3 — пуансон; 4 — поддача масла

посредственно над измерительной камерой; при этом отпадает надобность во вращающихся штангах, а глубина бурения может достигать 100 м;

третье (1976 г.) — вращение бурового наконечника также производится гидравлическим двигателем, но уже заключенным внутри буровой головки. Это позволяет погружать одной буровой головкой целую серию созданных авторами приборов: прессиометр; измерительную камеру для определения общего и эффективного горизонтального давлений в грунте; прибор для измерения проницаемости грунта; прибор для определения трения, состоящий из тонкостенного стального цилиндра с датчиками; прибор для пенетрационных испытаний, состоящий из стального цилиндра с окнами, через которые с помощью гидравлического двигателя выдвигаются поршни для пенетрации грунта в горизонтальном направлении; прибор для определения плотности и влажности грунта радиоактивными методами; прибор для определения сопротивления грунта сдвигу, состоящий из стального цилиндра с ребрами вдоль образующей цилиндра для среза грунта при повороте цилиндра. Этот прибор может заменить лопастной прибор и увеличить точность определения сопротивления грунта сдвигу вследствие исключения операции вдавливания лопастей, нарушающей структуру грунта.

Из перечисленных приборов первые три (прессиометр, приборы для определения давления грунта и проницаемости грунта) уже используются в практике, остальные применяются пока ограничено — лишь для научных исследований.

Представляет интерес упомянутый выше горизонтальный пенетрометр [43], в котором используется описанная выше самозабуривающаяся головка. Пенетрометр (рис. 97) представляет собой цилиндрическую камеру диаметром 132 мм, из которой при испытании выходит пуансон диаметром 36 мм (площадью 10 см^2). Выход пуансона 16 мм. Максимальное давление на пуансон 250 кгс/см^2 . Со стороны, противоположной пуансону, на камере имеется мессдоза для измерения горизонтального давления на прибор. По результатам испытания строится график «относительная деформация — давление на пуансон». Зная деформации и давления, можно определить модуль деформации. По данным авторов прибора, модуль деформации, определенный по испытаниям этим прибором, примерно в 2 раза больше, чем определенный по испытаниям самозабуривающимся прессиометром.

На IX Конгрессе по механике грунтов и фундаментостроению в Токио в 1977 г. итальянские специалисты С. Марчетти и М. Маугери [85] сделали сообщение о приборе для определения модуля деформации — плоском дилатометре. Прибор (рис. 98) представляет собой плоскую коробочку в форме обычной узкой лопаты, в боковой стенке которой имеется выдвижная мембрана диаметром 6 см. Прибор погружается в грунт вдавливанием установкой статического зондирования на заданную глубину, где с помощью давления воздуха на мембрану измеряется начальное горизонтальное давление грунта. Затем под давлением газа, поступающего по гибкому шлангу, мембрана вдавливается в грунт на заданную глубину (1 мм) и замеряется давление вдавливания. Зная деформацию вдавливания и разность давлений вдавливания и начального, можно определить модуль деформации грунта практически ненарушенной структуры.

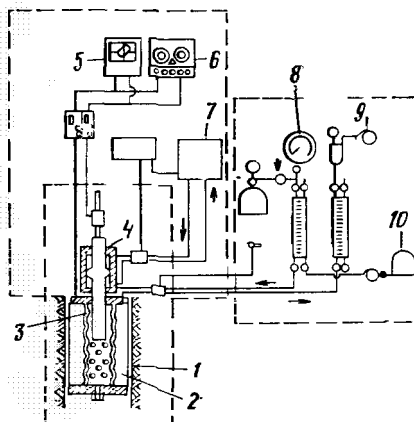
На IX Конгрессе в выступлении японского специалиста И. Есаси [85] приведены данные о дальнейшем развитии идеи прессиометра, позволяющего определять динамические свойства грунтов. Прибор (рис. 99) состоит из внутренней камеры с поршнем и внешней резиновой оболочки (диаметром 80 и длиной 400 мм). Динамическая нагрузка создается за счет хода поршня во внутренней камере прессиометра. С помощью сервомеханизма можно задать нагрузку синусоидальную, по треугольнику и прямоугольнику с частотой 0,5—20 Гц. Давление в прессиометре до 30 кгс/см^2 . До динамических испытаний проводят статическое испытание на отметке несколько выше намеченных динамических испытаний, из которого определяют сопротивление сдвигу C_n , модуль сдвига G и природное горизонтальное давление. При динамических испытаниях получают петлю «напряжения — деформации», по которой определяют динамический мо-



Рис. 98. Плоский дилатометр

Рис. 99. Прессиометр для динамических испытаний грунта

1 — резиновая оболочка; 2 — вода; 3 — тензодатчик; 4 — поршень; 5 — осциллограф; 6 — запись результатов; 7 — маслоснасос; 8 — прецизионный манометр; 9 — вакуум-насос; 10 — резервуар для воды



дуль, коэффициент затухания и динамический коэффициент реакции грунта.

Приведем результаты некоторых исследований, выполненных с помощью описанных выше самозабуривающихся прессиометров [42].

По испытаниям в слабом глинистом грунте получено, что модули деформации, определенные по графику автофорера (как по наклону касательной в начале графика E_0 , так и взятый для тех же давлений, что и у прессиометра E), в несколько раз (в 4 и более) больше модуля деформации, определенного по графику прессиометра. По испытаниям плотных песков на глубине 13 м отношение модуля деформации автофорера к модулю деформации прессиометра составляет около 1,3.

Авторы работы [42] констатируют также, что, в то время как по графику прессиометра предельное давление обычно определяется при увеличении объема камеры в 2 раза, т. е. при относительной деформации около 40%, на графике автофорера предельное давление достигается при относительной деформации 10% — в пластичных глинистых грунтах и 20% — в плотных песчаных грунтах. Эти данные показывают, что нарушение структуры грунта тем существеннее, чем он слабее.

Сопротивление быстрому сдвигу (недренированные испытания) слабых глин и суглинков исследовалось тремя способами: лопастными испытаниями, в приборах трехосного сжатия в лаборатории и автофорером. Сопротивление сдвигу, определенное автофорером, примерно в 2 раза выше, чем определенное в приборе трехосного сжатия. Отношение сопротивлений сдвигу k , определенное автофорером, к определенному лопастным прибором зависит от прочностной характеристики грунта. Если за прочностную характеристику грунта принять сопротивление

сдвигу при лопастных испытаниях C_n , то получаются следующие данные:

для глин при изменении C_n от 0,25 до 0,7 кгс/см² отношение сопротивлений k изменяется от 1,8 до 0,78;

для суглинков при изменении C_n от 0,15 до 0,4 кгс/см² отношение сопротивлений k изменяется от 1,5 до 0,75.

Эти данные вновь подтверждают существенное нарушение структуры при испытании слабых грунтов.

Если работа [42] посвящена испытанию слабых глинистых грунтов автофорером, то работа [91] посвящена испытанию полутвердых лондонских глин самозабуривающимся английским прессиометром (рис. 100). Лондонские глины — это сильно переплотненные глины, содержащие 55—60% частиц размером менее 0,002 мм, с влажностью на пределе текучести 0,6—0,8, влажностью на пределе пластичности 0,26—0,3 и естественной влажностью, примерно равной влажности на пределе пластичности. Глина состоит из отдельных твердых включений размером 6—50 мм, пространство между которыми заполнено пластичной глиной. С глубины 9 м размер включений постепенно увеличивается и на глубине 25 м достигает 75—325 мм. Включения легко разделяются по трещинам.

Модуль деформации при недренированных испытаниях определялся (рис. 101) прессиометром, в приборах трехосного сжатия на образцах диаметром 38 и 98 мм и испытанием штампом диаметром 865 мм в скважине диаметром 900 мм. Из этого рисунка видно, что даже на образце диаметром 98 мм в приборе трехосного сжатия получается в несколько раз заниженное значение модуля деформации. В то же время модули деформации, определенные с помощью самозабуривающегося прессиометра, хорошо согласуются с модулями, полученными по испытаниям штампом диаметром 865 мм.

Сопротивление сдвигу при недренированных испытаниях определялось (рис. 102): по испытаниям самозабуривающимся прессиометром с обработкой данных по методам Гибсона — Андерсона и Пальмера, в приборе трехосного сжатия (образцы диаметром 38 и 98 мм), по испытаниям штампом диаметром 865 мм и по данным статического зондирования. При этом сопротивление сдвигу по данным статического зондирования определялось исходя из соотношения $C_n = q_3/20$. Испытания прессиометром проводились со скоростью, обеспечивающей проведение одного испытания в течение 1 ч.

Как видно из рисунка, наиболее высокие значения сопротивления сдвигу получены при испытании прессиометром. Вместе с тем эти значения сопротивления сдвигу довольно близки значениям, определенным по данным статического зондирования.

Заканчивая обзор результатов испытаний грунтов новыми приборами, необходимо отметить следующее. Для получения наиболее достоверных характеристик грунтов (деформационных

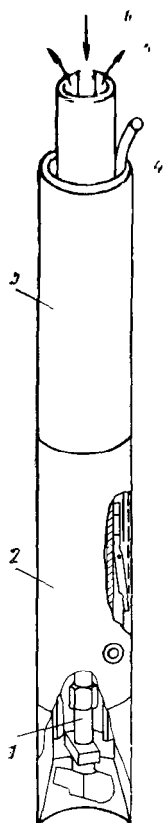


Рис. 100. Английский самозабуривающийся пресснометр

1 — буровой наконечник; 2 — самозабуривающийся блок; 3 — пресснометр; 4 — кабель и воздушная труба; 5 — выбуренная порода; 6 — промывочная вода

и прочностных) их испытание следует проводить приборами, обеспечивающими наименьшее нарушение естественного сложения грунта и создание в нем напряжений по заданной траектории. При полевых испытаниях прибором, не нарушающим естественного сложения грунта, в том числе действующим в нем напряжений, необходимо воздействовать на грунтовый массив создав в нем ту же траекторию напряжений, что возникает в нем под строящимся и построенным сооружением.

Однако такого совершенного лабораторного или полевого прибора нет, и мы каждый раз определяем некоторую приближенную характеристику грунта, которую закладываем в расчет учитывающий степень достоверности этой приближенной характеристики. Так, при определении модуля деформации за наиболее достоверную характеристику у нас в стране принимаются ре-

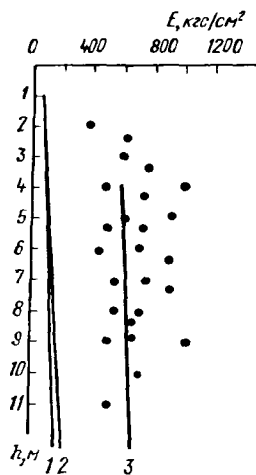


Рис. 101. Определение модуля деформации лондонских глин самозабуривающимся пресснометром (точки)

1 — по образцам диаметром 38 мм; 2 — по образцам диаметром 98 мм; 3 — по испытаниям штампом диаметром 865 мм

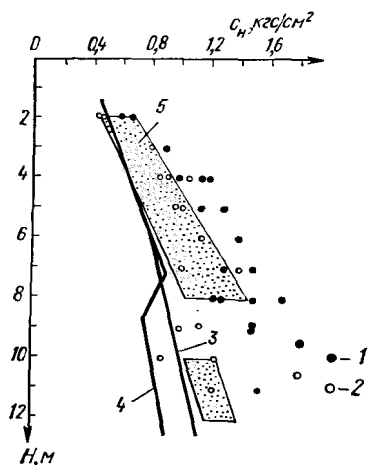


Рис. 102. Сопротивление сдвигу лондонских глин, определенное

1 — пресснометром по методу Пальмера; 2 — пресснометром по методу Гибсона — Андерсона; 3 — по трехосным испытаниям; 4 — по штамповым испытаниям; 5 — по данным статического зондирования

зультаты испытания грунта штампом площадью 5000 см². Все методы расчета оснований по деформациям строятся на основе подбора такой схемы основания, использование в которой модуля деформации, полученного при штамповых испытаниях, дало бы наилучшую сходимость расчетных и фактических осадок сооружений.

Этот же модуль деформации, полученный по испытаниям грунта штампом, послужил основой для разработки методов определения модуля деформации по результатам зондирования [формулы (47) и (48)] и прессиометрических испытаний (формула 104).

Прочностные характеристики грунта в нашей стране определяют в лабораториях на срезных приборах. Приведенные ранее формулы и таблицы для определения ϕ и c по результатам статического зондирования построены на этом принципе.

Однако изложенный выше принцип определения прочностных и деформационных характеристик грунта по результатам испытаний его различными приборами не может дать достоверного ответа для слабых грунтов, так как штамповые испытания из-за их сложности в этих грунтах почти не проводятся, а отбор ненарушенных образцов из слабых глинистых грунтов и рыхлых песков для лабораторных испытаний практически невозможен. В этом случае используют другой путь, как было сделано Бьеррумом [7]. Как уже было сказано ранее (глава III), по потере устойчивости ряда реальных сооружений в слабых глинистых грунтах был определен поправочный коэффициент (в зависимости от числа пластичности) к сопротивлению недренированному сдвигу, определенному лопастным прибором.

Из сказанного ясно, что ни один новый прибор или новая технология на старом приборе не могут получить широкого распространения до тех пор, пока результаты испытаний грунта этим прибором не будут скоррелированы с апробированными результатами определения характеристик грунта либо широко проверены обратным расчетом по потере устойчивости или осадке построенных сооружений.

Глава VII

КОМПЛЕКСНЫЕ

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

1. Общие положения

При проведении инженерно-геологических изысканий наряду с общими задачами определения характера напластований грунтов, их классификационных показателей, условий залегания, состояния и свойств, а также гидрогеологических условий обычно

предусматриваются главные исследования, от которых зависит успешное решение вопросов проектирования и строительства данного, конкретного сооружения.

Таковыми основными исследованиями могут быть, например: определение прочностных характеристик грунтов при расчетах устойчивости оснований сооружений и откосов глубоких выемок; определение сжимаемости грунтов при расчетах осадок и прогнозирование кренов сооружений; определение глубины забивки свай и оценка их несущей способности при расчетах свайных фундаментов и т. п.

Вследствие различий условий залегания, состояния и свойств грунтов и многообразия требований к решаемым задачам инженерно-геологические изыскания часто носят характер научного исследования, требующего для выполнения квалифицированных специалистов. При исследованиях должны учитываться изменчивый и сложный характер грунтов, влияние на их состояние режима подземных вод и внешних условий, особенности воздействий на основание возводимого сооружения методов выполнения строительных работ и т. п.

Если также учитывать увеличение этажности зданий и массы сооружений, внедрение новых строительных материалов и конструкций, убыстрение темпов производства работ и т. п., то станет очевидным, что результаты изысканий, проводимых традиционными методами (проходкой геологических выработок и лабораторными определениями) в ряде случаев не могут удовлетворить задачам проектирования.

Для решения этих задач при инженерно-геологических изысканиях все шире используют полевые методы, которые стали важной составной частью исследований, так как позволяют наиболее полно и достоверно оценивать природные условия строительных площадок.

Инженерно-геологические изыскания, выполняемые с использованием отдельных видов или групп полевых методов, принято называть комплексными исследованиями. Следует отметить, что состав работ, включаемых в комплексные инженерно-геологические изыскания, еще во многом зависит от опыта и квалификации работников, технической оснащенности изыскательских организаций и не всегда в полной мере отвечает задачам проектирования. Рекомендации о наиболее рациональных составах таких комплексов в действующих нормативных документах отсутствуют и нуждаются в соответствующих разработках. С учетом этих обстоятельств ниже приводятся примеры комплексных исследований из практики ГПИ Фундаментпроект, в течение ряда лет широко использующего разнообразные полевые методы для исследования строительных площадок различных сооружений.

В состав комплексных инженерно-геологических исследований для проектирования свайных фундаментов целесообразно



Рис. 103. Копер для забивки моделей свай

включать разработанный в последние годы метод испытаний грунта инвентарными сваями-моделями для определения несущей способности производственных свай.

Инвентарные сваи малого сечения (модели свай) погружают забивкой до отметок, равных предполагаемым отметкам расположения нижних концов производственных свай [28]. В результате этого существенно уменьшается стоимость и сокращаются сроки проведения опытных работ, поскольку уменьшается число испытаний пробных свай натурального размера или даже они полностью исключаются.

Эффективность применения инвентарных свай малого сечения вместо пробных свай обуславливается следующими факторами:

- возможностью многократного использования этих свай при испытаниях;

- использованием значительно более легкого, мобильного и дешевого копрового оборудования для забивки;

- применением более легкого и менее металлоемкого оборудования для испытаний свай статическими нагрузками;

- меньшей продолжительностью испытаний.

Инвентарная свая малого сечения представляет собой металлическую трубу внешним диаметром 114 мм с коническим нако-

печником, состоящую из отдельных звеньев длиной 2 м, соединенных между собой на резьбе.

Забивка и извлечение моделей свай, а также монтаж упорной конструкции для их испытаний статическими нагрузками производится с помощью специальной самоходной установки, смонтированной на базе шасси автомобиля ГАЗ-53 (рис. 103), включающей копер для забивки свай, снабженный механическим молотом массой 400 кг, свободно падающим с высоты 1—1,5 м, двухплунжерный (спаренный) домкрат грузоподъемностью 40 т для извлечения свай после испытаний и монтажный кран грузоподъемностью 500 кг.

Испытания инвентарных свай малого сечения статическими нагрузками производятся с помощью сборной установки, состоящей из гидравлического домкрата грузоподъемностью 50 т, устанавливаемого на испытуемую модель сваи; упорной конструкции (балочной или безбалочной), воспринимающей реактивные нагрузки от домкрата и передающей их на анкеры; инвентарных анкеров (металлических труб, винтовых свай или анкеров с раздвигающимися лопастями) и реперной системы с приборами для измерения перемещений свай в процессе испытания.

Забивка инвентарных свай малого сечения, подготовка и проведение их испытаний статическими нагрузками осуществляются с учетом требований ГОСТ 5686—78. Однако на основании анализа опытных данных критерий условной стабилизации осадок на каждой ступени нагрузки при статических испытаниях принят иным, чем в ГОСТе, — условная стабилизация считается достигнутой, если приращение перемещений не более 0,1 мм наблюдается в течение 30 мин, а не 2 ч, как по ГОСТу. Применение такого критерия позволяет существенно сократить время проведения испытаний свай малого сечения.

Испытания инвентарных свай малого сечения должны обязательно сочетаться со статическим зондированием грунтов, по данным которого намечаются места и число испытаний, определяется необходимость проведения испытаний пробных свай натурального размера.

Результаты наблюдений за забивкой инвентарных свай малого сечения, как и результаты динамических испытаний пробных свай, используются для подтверждения возможности забивки производственных свай до намеченных глубин и для дополнительной оценки однородности грунтов площадки.

Результаты испытаний инвентарных свай малого сечения статическими нагрузками используются для определения несущей способности производственных свай на вдавливание. При этом частное значение предельного сопротивления сваи определяется по эмпирической формуле

$$\Phi_{\text{пр}}^{\text{св}} = \frac{u_{\text{св}}}{u_{\text{м}}} \Phi_{\text{пр}}^{\text{м}}, \quad (115)$$

где $\Phi_{\text{пр}}^{\text{св}}$ — частное значение предельного сопротивления сваи, соответствующее осадке Δ , определяемой согласно СНиП II-17-77; $u_{\text{св}}$ — периметр натуральной сваи; $u_{\text{м}}$ — периметр инвентарной сваи малого сечения; $\Phi_{\text{пр}}^{\text{м}}$ — частное значение предельного сопротивления инвентарной сваи, принимаемое равным той нагрузке на графике «осадка — нагрузка», при которой осадка инвентарной сваи равна указанной осадке Δ .

Правомерность применения этой формулы подтверждается результатами обобщения, анализа и статистической обработки данных 70 параллельных испытаний инвентарных и натуральных свай статическими нагрузками, проведенных в различных грунтовых условиях. Сечение натуральных свай составило 30×30 см и 25×25 см, глубина погружения натуральных и инвентарных свай изменялась от 5 до 10,5 м. Статистическая обработка проводилась как раздельно для глинистых и песчаных грунтов, так и для общей совокупности грунтовых условий [28]. При осадке $\Delta = 16$ мм среднее по 46 испытаниям отношение фактических нагрузок на сваю к расчетным составило 1,01, коэффициент вариации соответствовал 0,23.

При определении по результатам испытаний инвентарных свай малого сечения расчетной нагрузки, допускаемой на натурную сваю, следует руководствоваться приведенными ранее рекомендациями по определению допускаемой на сваю расчетной нагрузки по результатам статического зондирования (стр. 131). При этом следует иметь в виду, что число испытаний моделей свай для каждого здания или сооружения должно быть не менее 5.

2. Примеры комплексных изысканий для проектирования свайных фундаментов в толще глинистых грунтов

Изыскания для строительства объектов Красноярского алюминиевого завода (КраАЗ). Все основные объекты КраАЗа строятся на свайных фундаментах из железобетонных забивных свай.

Широкое применение свайных фундаментов обусловлено геологическими особенностями района строительства, где с поверхности залегают делювиально-аллювиальные лессовидные суглинки, просадочные в верхней части слоя. Ниже этого слоя, мощность которого в пределах площадки строительства различна, залегают аллювиальные суглинки твердой, полутвердой, тугопластичной и реже мягкопластичной консистенций.

В подобных геологических условиях, характеризующихся некоторым улучшением физико-механических свойств грунтов с глубиной, обычно оказывается целесообразным применение фундаментов на висячих сваях. Основной задачей проводимых изысканий в таких условиях является прогнозирование несущей способности свай, которые можно погружать на различную глубину без осложнений, обычно наблюдающихся при наличии труднопроходимых слоев грунтов.

Характер возводимых сооружений и их конструктивные особенности на строительстве КраЗа обуславливали такие расчетные нагрузки на сваи, которые могли быть получены при их погружении в толщу аллювиальных суглинков, принятых в данном случае за несущий слой. Естественно, что понятие «несущий слой» в данных условиях является условным (при отсутствии явно выраженного несущего слоя).

С учетом накопленного на объектах строительства Красноярского алюминиевого завода опыта устройства свайных фундаментов и применения статического зондирования для оценки несущей способности свай в комплекс инженерно-геологических изысканий не включили забивку и испытания пробных свай и проводили его в составе следующих работ: проходка скважин, лабораторные определения (включая компрессионные испытания с замачиванием для определения просадочности) и испытания грунтов статическим зондированием установкой С-979.

В результате определения несущей способности свай при различной глубине их погружения, по данным испытаний грунтов статическим зондированием, была рекомендована следующая несущая способность свай: при длине свай 6—7 м — 40 тс; 7—8 м — 45 тс; 8—9 м — 60 тс и 9—10 м — 65 тс.

Близкая сходимость результатов ранее выполненных определений несущей способности свай статическими испытаниями с указанными выше данными статического зондирования позволила в дальнейшем отказаться на этой площадке от трудоемких работ по статическому испытанию свай несмотря на то, что там ежегодно забивалось около 8000 свай.

Изыскания для строительства производственных помещений в Железногорске. Сравнительно небольшая в плане площадка (размером 200×50 м), расположенная вдоль бровки высокого и обрывистого берега долины реки, сложена лессовидными четвертичными эолово-делювиальными и балочными отложениями. Эолово-делювиальные отложения, залегающие как с поверхности, так и на части площадки под балочными отложениями (на глубине 7—13 м), представлены лессовидными суглинками, супесями и глинами. Балочные отложения состоят из лессовидных суглинков. Супеси, суглинки и глины характеризуются различной консистенцией, причем по глубине и простираению одни слои часто заменяются другими.

Приведенные данные характеризуют площадку строительства как весьма разнородную по составу грунтов и их физико-механическим свойствам.

В этих условиях для проектирования свайных фундаментов было необходимо проведение комплексных изысканий с достаточной детализацией характера залегания грунтов и их состояния в основании каждого проектируемого сооружения. Для этого инженерно-геологический комплекс на площадке был выполнен в составе следующих работ:

бурение скважин с отбором образцов грунта (11 скважин глубиной 10—20,4 м);

лабораторные исследования для определения классификационных показателей и прочностных свойств грунтов;

испытания грунтов на сдвиг лопастным прибором СП-52 (31 испытание);

статическое зондирование установкой С-979 (16 точек);

испытания опытных свай динамическими (17 испытаний) и статическими (11 испытаний) нагрузками.

Включение в состав комплексных изысканий испытаний лопастным прибором вызывалось тем, что в ряде случаев (текучепластичные суглинки, пластичные и текучие супеси) при бурении скважин отобрать образцы грунта ненарушенной структуры не представлялось возможным. Испытания лопастным прибором на срез в скважинах позволили установить по уменьшению прочности лессовидных суглинков переход их от слоя мягкопластичных разностей к слою текучепластичных разностей; сопротивление в этом случае уменьшалась в 2 раза. Значительное уменьшение прочности наблюдается также при переходе от твердых супесей к супесям в пластичном состоянии — сопротивление срезу уменьшалось в 1,5 раза.

Испытаниями грунтов статическим зондированием и лопастным прибором на срез в скважинах был выявлен характер изменения прочности и плотности грунтов в литологических слоях, что позволило сравнить их по этим показателям и назначить несущий слой для свай (как и в предыдущем случае, понятие «несущий слой» здесь носит условный характер). По этим данным были выбраны участки расположения кустов опытных свай, результаты испытаний которых позволили рекомендовать несущую способность свай.

Испытания свай статическими нагрузками показали, что степень неоднородности залегания грунтов на площадке была оценена правильно — несущая способность свай длиной 8 м, по данным испытаний, колебалась от 30 до 80 тс.

Значения несущей способности свай, рассчитанные по результатам испытаний грунтов статическим зондированием и определенные испытаниями опытных свай статическими нагрузками, оказались близкими между собой.

Изыскания для строительства в Молдавской ССР. Геологическое строение территории таких городов, как Кишинев, Бельцы и Тараклия, обуславливает применение в основном свайных фундаментов. Площадки строительства, как правило, с поверхности на глубину 6—12 м сложены четвертичными аллювиально-делювиальными суглинками от тугопластичной до текучей консистенции. В толще аллювиальных суглинков залегают прослои и линзы супесей и песка различной мощности. Аллювиально-делювиальные грунты подстилаются неогеновыми зеленовато-серыми и темно-серыми глинами сарматского яруса, которые в кров-

ле на глубину 1—2 м характеризуются тугопластичной и полутвердой консистенциями, ниже — полутвердой и твердой. Грунтовые воды приурочены к четвертичным отложениям и залегают, как правило, на глубине от 1,5 до 5 м.

В зависимости от конструктивных характеристик проектируемых сооружений в указанных инженерно-геологических условиях принятая в проекте нагрузка на сваю может быть обеспечена при различной длине свай, т. е. при заглублении свай в различные литолого-генетические разновидности грунтов.

При решении вопроса о длине и несущей способности свай для конкретных сооружений или комплекса сооружений наряду с общепринятыми методами (проходкой инженерно-геологических скважин, лабораторными определениями основных показателей физико-механических свойств грунтов, испытаниями грунтов статическим зондированием, испытаниями железобетонных свай динамическими и статическими нагрузками) стали широко применяться испытания моделей свай динамическими и статическими нагрузками.

При обобщении результатов параллельных испытаний натуральных железобетонных свай и моделей свай на строительных площадках Кишинева и Бельцов коэффициент перехода от несущей способности модели сваи диаметром 114 мм к несущей способности железобетонной сваи сечением 30×30 см соответствовал 3, т. е. был близок отношению периметров сваи и модели сваи.

Накопленный опыт параллельных испытаний железобетонных свай и моделей свай позволил ГПИ Фундаментпроект на территории Молдавской ССР в аналогичных грунтовых условиях сократить до минимума число испытаний натуральных свай, а с 1975 г. практически изъять их из комплекса инженерно-геологических изысканий, заменив испытанием моделей свай, что привело к значительному сокращению стоимости и сроков изысканий.

Одним из примеров комплекса инженерно-геологических изысканий, включающего в себя испытания моделей свай, являются изыскания, выполненные на площадке строительства жилых домов в микрорайоне Пэмынтены-II в г. Бельцы. Задача изысканий состояла в выдаче рекомендаций о длине и несущей способности свай для проектирования свайных фундаментов двенадцати 9-этажных жилых крупнопанельных домов.

В проекте были приняты забивные железобетонные сваи длиной 5 м и сечением 30×30 см, расположение свай однорядное, шаг свай — 0,99 м, ростверки — монолитные, железобетонные, ленточные, число свай на один дом — 222. Общее число свай на все дома составило 2664. Нагрузка на сваю по проекту составила от 25 до 35 тс.

Площадка строительства на глубину 4—10 м от поверхности земли сложена четвертичными аллювиальными суглинками, перекрытыми сверху насыпными грунтами (мощностью до 1 м) и

почвенно-растительным слоем (толщиной до 1 м). Консистенция суглинков в верхней части разреза (до 3 м) — от тугопластичной до текучей, ниже — тугопластичная и полутвердая. На глубине 4—10 м аллювиальные отложения подстилаются неогеновыми глинами сарматского яруса с гнездами гипса и тонкими прослоями водонасыщенного песка. Консистенция глин твердая и полутвердая. Грунтовые воды приурочены к аллювиальным суглинкам и залегают на глубине 1,2—2,5 м. Сейсмичность района 7 баллов.

Для решения поставленной задачи после анализа материалов предшествующих изысканий инженерно-геологический комплекс на площадке был выполнен в составе следующих работ:

- бурение шести скважин диаметром 168 мм колонковым способом на глубину до 15 м с отбором монолитов;

- лабораторные определения физико-механических свойств грунтов;

- статическое зондирование грунта на глубину до 15 м (31 точка);

- испытания железобетонных свай (сечением 30×30 см) статической вдавливающей нагрузкой (два испытания);

- испытания металлических моделей свай (диаметром 114 мм) динамической и статической вдавливающей нагрузками (12 испытаний).

В результате уточнения характера напластований в местах отсутствия скважин, оценки прочностных и деформативных свойств всех выделенных в разрезе литолого-генетических типов грунтов полевыми и лабораторными методами, а также выявления степени однородности грунтов по прочностным свойствам методом статического зондирования в плане и по глубине были намечены места параллельных испытаний железобетонных свай и моделей свай (в двух кустах) и места испытаний одиночных моделей свай динамическими и статическими нагрузками.

Данные статического зондирования грунтов позволили прогнозировать несущую способность железобетонных свай сечением 30×30 см при условии их заглубления на различные отметки как в аллювиальные суглинки, так и в сарматские глины.

Результаты параллельных испытаний железобетонных свай и моделей свай подтвердили сделанный ранее вывод о том, что в данных инженерно-геологических условиях коэффициент перехода от несущей способности металлической модели свай диаметром 114 мм к несущей способности железобетонной сваи сечением 30×30 см равен 3.

Хорошая сходимость несущей способности свай, полученной различными методами: по результатам статического зондирования, по испытаниям моделей свай и железобетонных свай статической вдавливающей нагрузкой, — позволила при минимуме испытаний железобетонных свай (два испытания) рекомендо-

вать длину и несущую способность свай конкретно для каждого жилого дома (из 12 проектируемых). В зависимости от особенностей напластования грунтов и глубины залегания сарматских глин в основании каждого дома были рекомендованы сваи длиной от 6 до 8 м с несущей способностью 30 и 35 тс.

3. Комплексные изыскания для проектирования фундаментов на естественном основании и свайных фундаментов в песчано-глинистых грунтах

Изыскания для строительства конвейерной галереи Автозавода имени И. А. Лихачева. Целью изысканий, проводимых на площадке строительства конвейерной галереи Автомобильного завода имени И. А. Лихачева для составления рабочих чертежей, являлись: определение нормативных значений показателей свойств и состояния грунтов при варианте фундаментов на естественном основании; выбор несущего слоя для свай, определение их длины и несущей способности при варианте свайных фундаментов.

Площадка строительства, расположенная в пределах первой надпойменной террасы реки Москвы, сложена (сверху вниз) насыпными, аллювиальными верхнечетвертичного возраста и юрскими (волжского и оксфордского ярусов) отложениями.

Насыпные грунты мощностью до 5 м состоят из суглинков, песка и строительного мусора.

Аллювиальные отложения переменной мощности (от 3,5 до 12 м) представлены песками с прослоями суглинков и реже супесей; преобладают пески мелкие и средней крупности.

Юрские отложения сильно размыты, вследствие чего их кровля резко колеблется по высоте, представлены супесью, переходящей в суглинки (реже глины) волжского яруса; на части площадки скважинами вскрыты отложения оксфордского яруса, представленные глинами. Грунтовые воды приурочены к аллювиальным пескам.

Проектируемое сооружение представляет собой транспортную галерею общей протяженностью более 500 м в виде 2- и 3-этажной рамной конструкции с переменным шагом колонн. Одна часть опор галереи предусмотрена на свайных фундаментах, другая (в местах примыкания к существующим зданиям и в их пределах) — на естественном основании.

На площадке строительства галереи в различное время был выполнен инженерно-геологический комплекс в составе следующих работ:

бурение скважин диаметром 168 мм, глубиной 4,5—17 м, а также скважин диаметром 325 мм — для проведения испытаний грунтов штампом;

проходка шурфов для обследования фундаментов существующих зданий в местах примыкания к ним галереи и проведение испытаний статическими нагрузками штампами;

испытания грунтов штампами: площадью 5000 см² — восемь испытаний; площадью 1000 см² с жесткой кольцевой пригрузкой — семь испытаний; площадью 600 см² — два испытания;

испытания грунтов прессиометром на разных отметках в скважинах (20 испытаний), а также динамическое зондирование;

испытания грунтов металлическими моделями свай при динамических и статических нагрузках (восемь испытаний);

лабораторные определения по образцам грунта.

Проведенный комплекс исследований позволил определить основные показатели грунтов, необходимые для расчета фундаментов на естественном основании и свайных фундаментов. Некоторые результаты этих исследований приводятся ниже.

Наибольшее распространение на площадке предполагаемого строительства имеют аллювиальные пески, которые по гранулометрическому составу характеризуются как мелкие и средней крупности. По основным показателям (гранулометрическому составу, плотности, пористости) пески однородные. В этом убеждают и результаты испытаний динамическим зондированием, которые показали, что пески в основном имеют среднеплотное сложение.

Сжимаемость песков исследовалась штампом и прессиометром, которые показали увеличение значений модуля сжимаемости с глубиной. При этом отмечается хорошая сходимость результатов испытаний песков штампом и прессиометром. Эти пески рекомендованы в качестве естественного основания, а также в качестве несущего слоя для свайных фундаментов.

Юрские отложения изучались в основном в лаборатории по образцам отобраным из скважин. На участках с достаточно высоким залеганием кровли юрских отложений они рекомендованы в качестве несущего слоя для свай.

Как видно из изложенного, все основные характеристики грунтов (плотность, модуль деформации, показатели для определения несущей способности свай) при проектировании этого важного объекта для большей достоверности определялись двумя способами — лабораторными и полевыми исследованиями.

Изыскания для строительства обогатительной фабрики Стройленского горно-обогатительного комбината (ГОК) в Белгородской области. Проектируемые сооружения обогатительной фабрики ГОКа характеризуются высокими нагрузками на фундаменты под колонну (от 1000 до 3200 т). Пролеты зданий оборудованы мостовыми кранами грузоподъемностью от 10 до 125 т. Грунты основания на ряде объектов должны испытывать динамическое воздействие от дробилок с частотой горизонтальных колебаний на уровне подошвы фундаментов дробилок 5 Гц. Отметка заложения фундаментов от минус 4 до минус 16 м.

Задача изысканий, поставленная перед ГПИ Фундаментпроект, состояла в уточнении инженерно-геологического строения площадки строительства и выдаче заключений о рекомендуемых типах фундаментов.

Особенностью инженерно-геологических изысканий на данной площадке явилось изучение крайне неоднородных по своим свойствам и изменчивых по условиям залегания коренных пород, находящихся в основании проектируемых сооружений, на которые существующие нормативные документы не распространяются.

Площадка проектируемого строительства приурочена к водоразделу и его склонам с перепадами абсолютных отметок 10 м. По данным изысканий ГПИ Фундаментпроект, площадка строительства с отметок дна котлована сложена палеогеновыми и неогеновыми морскими отложениями полтавского и киевского ярусов, представленными песками и глинами, перекрытыми сверху слоем делювиальных суглинков мощностью 1,5—2,5 м. Палеоген-неогеновые отложения залегают на размытой поверхности мергелей сантонского яруса. Пески полтавского яруса ($Pg_3-N_1^{pt}$), выполняющие эрозионные формы древнего рельефа, в основании сооружений обогатительной фабрики распространены не повсеместно и характеризуются весьма невыдержанной мощностью по простиранию слоя (от 3 до 15 м). На отдельных участках они удалены при вскрытии котлована.

Кровля глин киевского яруса (Pg_2^{kt}) неровная, отметки ее резко колеблются даже на незначительном расстоянии. Перепад отметок кровли составляет 16 м. Глины в кровле сильно выветрелые, трещиноватые. Мощность глин на отдельных участках изменяется от 5 до 13 м.

Водоносный горизонт, заключенный в песках полтавского яруса, локальный, маломощный, малodeбитный и не имеет повсеместного распространения. В процессе эксплуатации зданий и сооружений на площадке ожидаются постепенное обводнение грунтов и образование сплошного водоносного горизонта.

Сложность изысканий заключалась также в том, что по материалам предшествующих изысканий на данной площадке (на стадии проектного задания) отложения полтавского яруса на основании результатов определения их пластичности и консистенции в соответствии с действующими СНиП именовались как суглинки и супеси от мягкопластичных до полутвердых, а отложения киевского яруса — как суглинки (реже глины) тугопластичные и полутвердые. Для указанных отложений на основании лабораторных анализов рекомендовались сравнительно низкие модули деформации ($E=200$ кгс/см²).

При таком геологическом разрезе практически для всех проектируемых на площадке сооружений был рекомендован свайный тип фундаментов. Однако при забивке стандартным оборудованием первого пробного куста свай на площадке корпуса

дробления, где в основании залегают пески полтавского яруса, сваи погружались всего на 1—2 м.

На основании анализа материалов предшествующих изысканий, в соответствии с конструктивными характеристиками проектируемых сооружений и с учетом тех процессов и явлений, которые будут претерпевать грунты основания при эксплуатации сооружений, ГПИ Фундаментпроект для решения поставленных задач провел комплекс инженерно-геологических изысканий в составе следующих работ:

- бурение скважин и проходка шурфов с отбором монолитов на тех участках, где геологический разрез основания сооружений либо не был исследован, либо требовал уточнения;

- испытание грунта статическим зондированием по определенной сетке (95 точек);

- испытание грунта динамическим зондированием с целью определения возможности разжижения песков (пять точек);

- лабораторные исследования образцов грунта;

- испытания грунтов штампом площадью 5000 см² в шурфах на глубину до 7 м (23 испытания);

- испытания грунтов прессиометром в скважинах (20 испытаний);

- испытания пробных свай динамическими нагрузками (14 испытаний);

- испытания пробных свай статическими нагрузками (шесть испытаний).

Полевые методы исследования грунтов, входящие в комплекс инженерно-геологических изысканий, позволили оценить прочностные и деформативные свойства грунтов в условиях их естественного залегания и выявить их недооценку лабораторными методами.

По результатам статического зондирования было установлено, что песчаные и глинистые грунты, слагающие площадку, имеют высокие показатели прочностных и деформативных свойств, которые крайне неоднородны как в плане, так и по глубине.

Включенные в состав изысканий лабораторные методы, определяющие состав и строение грунтов (петрографический анализ), солянокислые и щелочные вытяжки), показали, что отложения полтавского яруса, именуемые предшествующими изысканиями как супеси и суглинки, реже пески, представляют собой в основном слабый песчаник на глинистом цементе. На отдельных участках песчаные частицы сцементированы окислами железа и свободной кремнекислотой до состояния прочного песчаника.

По результатам статического зондирования трепеловидные глины в кровле слоя (на глубину 3—4 м) обладали низким удельным сопротивлением конусу зонда. При проходке шурфов

эта зона глин характеризовалась высокой степенью их выветрелости. С увеличением глубины залегания глин значения q_3 увеличивались, поскольку степень их выветрелости значительно снижалась. Кроме того, было отмечено, что в случае залегания трепеловидных глин под слоем полтавских песков значения их удельного сопротивления конусу зонда выше, чем в тех случаях, когда в четвертичное время они не были защищены от выветривания слоем полтавских песков или мощность этого слоя была незначительна (менее 2 м).

Результаты испытаний трепеловидных глин штампом подтвердили данные статического зондирования и выявили низкие значения показателей их деформативных свойств ($E = 100$ кгс/см²), которые по мере увеличения глубины залегания глин резко возрастали ($E = 400—600$ кгс/см²).

Полевые методы исследования прочностных и деформативных свойств песков полтавского яруса (статическое зондирование, прессиометры, штампы) показали хорошую сходимость результатов испытаний различными методами и выявили высокие значения показателей прочностных и деформативных свойств этих грунтов ($E = 600—1300$ кгс/см²), что позволило использовать их в качестве естественного основания для проектируемых сооружений.

В результате проведенных полевых и лабораторных исследований появилась возможность характеризовать прочностные и деформативные свойства грунтов не только в условиях их естественного залегания на изучаемой площадке, но и с учетом тех явлений, которые будут возникать в грунтах при эксплуатации проектируемых сооружений. Так, по данным динамического зондирования, глинистые пески полтавского яруса, находящиеся на отдельных участках в водонасыщенном состоянии, характеризовались способностью к разжижению при динамическом воздействии. Поэтому для песков, залегающих в основании корпусов, которые будут подвержены действию динамических нагрузок, и прилегающих к ним участков в значения модуля деформации и удельного сцепления был введен понижающий коэффициент, равный 0,5, полученный при действии на водонасыщенный грунт динамических воздействий с частотой горизонтальных колебаний 5 Гц при лабораторных испытаниях грунтов в условиях трехосного сжатия в стабилометре со специально виброприставкой. Угол внутреннего трения при этом уменьшился на 2—3°.

Взаимокорректировка данных, полученных на типовых (ключевых) участках различными методами, установление тарировочных зависимостей между показателями, полученными полевыми и лабораторными методами, позволили путем соответствующей интерпретации экстраполировать результаты детальных исследований грунтов типовых участков на всю изучаемую территорию как в плане, так и на глубину активной зоны. Примеры

такой корреляции для песков полтавского яруса и алевролитовых глин киевского яруса приведены в табл. 38.

Как видно из табл. 38, прессиометрические испытания показали, что в данном случае переходный коэффициент от прессиометрического модуля деформации к штамповому K составляет

Таблица 38

Показатель	Значение показателя для		Показатель	Значение показателя для	
	песков полтавского яруса	алевролитовых глин киевского яруса (невыветрелые)		песков полтавского яруса	алевролитовых глин киевского яруса (невыветрелые)
Модуль деформации E , кгс/см ² , по испытаниям:			от E прессиометрического к штамповому	1,65	1
штампом площадью 5000 см ²	1300	400	Сопротивление зондированию q_z , кгс/см ²	400	60
лабораторным	130	80	Коэффициент перехода от q_z к E по испытаниям штампом	3,25	6,7
прессиометрическим (без коэффициента K)	790	400	Модуль деформации E , кгс/см ² , рекомендуемый для расчетов при нагрузке:		
Коэффициент перехода:			статической	1300	400
от E лабораторного к штамповому	10	5	динамической	650	400

1,65 — для песков и 1 — для глин. Коэффициент перехода от сопротивления зондированию q_z к штамповому модулю деформации составил 3,25 — для песков и 6,7 — для глин, т. е. весьма близок рекомендованному в главе IV.

На основании материалов инженерно-геологических изысканий были выбраны участки расположения кустов опытных свай, результаты испытаний которых позволили уточнить результаты прессиометрических исследований грунтов и оценить несущую способность свай в различных инженерно-геологических условиях.

Пробная забивка свай, проведенная на площадках строительства, подтвердила данные статического зондирования о высокой плотности сложения песчаной толщи и различной степени выветрелости трепеловидных глин в плане и по глубине.

Несущая способность свай, забитых в трепеловидные глины на глубину от 7 до 9 м, составляет от 60 до 120 тс и на данной площадке зависит не столько от их длины, сколько от изменения степени прочности глин в плане и по глубине.

Детальный анализ результатов исследования грунтов в основании каждого конкретного сооружения на всю глубину активной зоны позволил выделить единые инженерно-геологические горизонты (в условиях их стратиграфической и литолого-генетической однородности) и определить расчетные показатели основных параметров физико-механических свойств грунтов, характерных для каждого выделенного горизонта, а также рекомендовать значение несущей способности свай в зависимости от глубины их погружения, характера прорезаемых грунтов и несущего слоя.

Проведенный комплекс инженерно-геологических изысканий на площадке проектируемого строительства позволил дифференцированно подойти к выбору типа фундаментов различных сооружений обогатительной фабрики Стойленского ГОКа.

При залегании в основании сооружения песков полтавского яруса, как правило, рекомендовался фундамент на естественном основании; при залегании в основании трепеловидных глин киевского яруса в зависимости от степени их выветрелости и особенностей проектируемого сооружения — либо фундамент на естественном основании, либо свайный.

Исследования физико-механических свойств слабых грунтов на различных этапах работы по их уплотнению. Для разработки рекомендаций по наиболее эффективным методам устройства фундаментов в слабых грунтах в Латвийской ССР были выполнены экспериментальные исследования на опытной площадке. Одной из задач этих исследований являлось изучение глубинного уплотнения слабых грунтов песчаными и бумажными дренами с пригрузкой путем устройства песчаных банкетов высотой 5 м.

Физико-механические свойства и состояние грунтов на всех этапах опытного уплотнения изучались ГПИ Фундаментпроект с широким применением полевых методов. Некоторые результаты этих исследований приведены ниже.

Экспериментальная площадка, расположенная в районе высокой поймы реки Даугавы, сложена насыпными (или намывными) песками (мощность слоя 2,4—3,3 м) и озерно-аллювиальными отложениями, представленными песком (мощность слоя 1,1—2,2 м), торфом (мощность слоя 0,5—2 м) и илом (мощность слоя 6—8,2 м). Общая глубина, до которой проводились исследования, составляет 21 м.

На площадке в пределах опытных кустов (площадь каждого куста 16×16 м, число кустов — 9) в процессе уплотнения грунтов был выполнен инженерно-геологический комплекс в составе следующих работ:

бурение скважин для изучения характера напластования грунтов (шесть скважин);

бурение скважин для выполнения испытаний вращательным срезом (55 скважин);

испытания грунтов динамическим зондированием (40 испытаний);

испытания грунтов статическим зондированием (51 испытание);

испытания грунтов методом вращательного среза (252 испытания);

лабораторные исследования на образцах ненарушенной (31 образец) и нарушенной (75 образцов) структуры.

Статическое зондирование выполнялось установкой С-979, динамическое — установкой УБП-15, испытания на срез — лопастным прибором СП-52. Исследования проводились в шесть этапов:

0 — до начала опытных работ по уплотнению грунтов;

I — сразу же после погружения дрен и устройства пригруза; груза;

II, III и IV — соответственно через 15, 30 и 60 дней после устройства пригруза;

V — после снятия пригруза.

Сравнение результатов исследований, проведенных различными методами, показало, что наиболее чувствительным из них в данных условиях оказался метод вращательного среза. Этим методом на всех этапах работы по уплотнению слабых грунтов песчаными и бумажными дренами зафиксировано увеличение сопротивления срезу как для торфа, так и для ила.

Характерным при этом явилось то, что наибольшее уплотнение грунтов всех литологических разностей (торф, ил, песок) происходит непосредственно после устройства дрен и пригруза. Так, для куста с песчаными дренами с шагом 1,5 м на этапе I сопротивление срезу увеличилось (на различных глубинах) на 35—53%. На последующих этапах зафиксировано незначительное увеличение сопротивления срезу.

Метод статического зондирования для оценки уплотнения илов оказался менее чувствительным вследствие того, что абсолютное значение сопротивления внедрению конуса в этих грунтах как до уплотнения дренами, так и после уплотнения весьма небольшое (до 10 кгс/см^2). Более заметным здесь оказалось возрастание трения по боковой поверхности зонда (на 1,5—2 тс) по сравнению с пулевым этапом. Результаты испытаний статическим зондированием также показали, что основное уплотнение

грунтов происходит непосредственно в процессе устройства дрен и пригруза.

Метод динамического зондирования для исследований, требующих высокой точности при небольших абсолютных значениях прочностных характеристик грунтов, оказался малоэффективным.

Без применения полевых методов практически было бы невозможно провести исследование увеличения прочности слабых грунтов в процессе их уплотнения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев Ю. М., Воин И. П. Основания и фундаменты. М., Изд-во ОНТИ, 1934
2. Березанцев В. Г. Осесимметричная задача теории предельного равновесия сыпучей среды. М., Гостехиздат, 1952.
3. Березанцев В. Г. Расчет оснований сооружений. Л. — М., Стройиздат, 1970.
4. Бондарик Г. К. Динамическое и статическое зондирование грунтов в инженерной геологии. М., Недра, 1969.
5. Бондарик Г. К., Комаров И. С., Ферронский В. И. Полевые методы инженерно-геологических исследований. М., Недра, 1967.
6. Броиштейн М. И., Лушников В. В., Михеев В. В. Прессиометрический метод исследования свойств грунтов и его теоретическое обоснование. — В кн.: Труды к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментам. М., Стройиздат, 1973.
7. Бьеррум Л. Проблемы механики и строительства на структурно-неустойчивых грунтах. — В кн.: Генеральные доклады к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментам (пер. с англ.), М., Стройиздат, 1975.
8. Дворжак А. Исследование свойств грунтов пенетрацией. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1960, № 6.
9. Денисов В. Н., Минеев Л. Н. Автоматизированный прессиометр для исследования грунтов. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1978, № 4.
10. Денисов Н. Я. О природе прочности глинистых пород. Избранные труды. М., Стройиздат, 1972.
11. Дудлер И. В., Дуранте В. А., Смирнов С. Д. Опыт применения ударного зондирования для исследования грунтов в энергетическом строительстве СССР. М., Информэнерго, 1968.
12. Известия ВНИИГиМ им. Б. Е. Веденеева, т. 67. М., 1961.
13. Ишлинский А. Ю. Осесимметричная задача теории пластичности и проба Бринелля. — Прикладная математика и механика, т. VIII, вып. 3. 1944.
14. Лиховцев В. М. Учет влияния забоя скважины на результаты прессиометрических испытаний. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1976, № 4.
15. Ломтадзе В. Д. Методы лабораторных исследований физико-механических свойств горных пород. Л., Недра, 1972.
16. Медков Е. И., Березанцев В. Г., Гольдштейн М. Н. Механика грунтов, основания и фундаменты. М., Транспорт, 1970.
17. Никитин Н. В., Михальчук А. И., Травуш В. И. Исследование осадок фундамента телевизионной башни в Останкине. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1970, № 2.
18. Полевые методы исследования грунтов. Материалы к совещанию в г. Рязань 14—17 октября 1969 г. М., 1969 (ЦНИИИС).

19. **Руководство** по определению модуля деформации грунтов штампом малой площади с кольцевой пригрузкой. М., Стройиздат, 1972.
20. **Руппенейт К. В., Броншейн М. И.** Определение деформативных и прочностных характеристик грунта из дилатометрических испытаний. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1971, № 5.
21. **Руппенейт К. В., Пригожин Е. С., Кустов В. П.** Установка для испытания грунтов на сдвиг в полевых условиях. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1978, № 2.
22. **Савостин В. И., Денисенко В. В.** Малогабаритная штамповая установка МШУ-1. Труды ПО Стройизыскания. М., Стройиздат, 1977.
23. **Санглер А. Г.** Исследование грунтов методом зондирования. М., Стройиздат, 1971.
24. **Сборник докладов** к научно-техническому совещанию «Прессиометрические методы исследования грунтов». Свердловск, 1971.
25. **Сидоров Н. Н., Сипидин В. П.** Современные методы определения характеристик механических свойств грунтов. М. — Л., Стройиздат, 1972.
26. **Справочник проектировщика.** Сложные основания и фундаменты. М., Стройиздат, 1969.
27. **Терцаги К., Пек Р.** Механика грунтов в инженерной практике. М., Госстройиздат, 1968.
28. **Трофименков Ю. Г., Мариупольский Л. Г.** Применение инвентарных свай малого сечения для определения несущей способности свайных фундаментов. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1978, № 5.
29. **Трофименков Ю. Г.** Практический метод определения угла внутреннего трения и сцепления грунта по данным прессиометрических испытаний. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1973, № 3.
30. **Трофименков Ю. Г., Бахолдин Б. В., Швец В. Б.** Совершенствование методов определения несущей способности свай. — В кн.: Труды к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. М., Стройиздат, 1973.
31. **Трофименков Ю. Г., Мариупольский Л. Г.** Об определении трения грунта по боковой поверхности свай статическим зондированием. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1975, № 1.
32. **Трофименков Ю. Г., Мариупольский Л. Г., Пярнпуу З. К.** Определение прочностных характеристик глинистых грунтов по данным статического зондирования. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1977, № 6.
33. **Ферронский В. И.** Пенетрационно-каротажные методы. М., Недра, 1969.
34. **Христофоров В. С., Задворнев Г. А.** Напряженно-деформированное состояние грунта с нелинейными характеристиками при осесимметричной плоской деформации. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1978, № 6.
35. **Цытович Н. А.** Механика грунтов. М., Госстройиздат, 1963.
36. **Черкасов И. И., Михеев В. В.** Первые итоги определения физико-механических свойств грунтов Луны. М., Стройиздат, 1970.
37. **Ярошенко В. А.** Расшифровка результатов статической пенетрации песчаных грунтов. — В кн.: Материалы по проектированию сложных фундаментов и по производству изысканий. М., ЦБТИ, 1964, № 3.

38. **Amar S. et al.** The use of the static penetrometer in the Laboratoires des Ponts et Chaussees, ESOPT, vol. 2.2, p. 10 Stockholm, 1974.
39. **Amar S. et al.** Somé problems on the in-situ measurement of the shearing resistance in fine soils. Proc. Istanbul conference, vol. 2, pp. 165—181, 1975.
40. **Bachelier M., Parez L.** Contribution to the Study of Soil Compressibility by means of a Cone Penetrometer. Proc. VI Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 11, pp. 3—7, Canada, 1965.
41. **Baguelin F., Jezequel J. F., Le Mee E., Le Mehaute A.** Expansion of cylindrical probes in cohesive soils. Proc. ASCE, v. 98, SM11, pp. 1129—1142, 1972.
42. **Baguelin F., Jezequel J. F., Le Mehaute A.** Mesure des caracteristiques des sols par autoforage. Bull. Liaison Lab. Rout., Ponts, Chauss., № 81, 1976, pp. 63—72.
43. **Baguelin F., Jezequel J. F., Le Mehaute A.** Le penetrometre lateral autoforeur. Proc. IX ICSMFE, vol. 1, p. 27, 1977.
44. **Baligh MM, Scott R. F.** Analysis of wedge penetration in clay. Geotechnique, vol. XXVI, № 1, pp. 185—208, 1976.
45. **De Beer E. and Martens A.** Method of Computation of an Upper Limit for the Influence of the Heterogeneity of Sand Layers on the Settlements of Bridges. Proc. IV Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 1, p. 275, London, 1957.
46. **De Beer E.** Dimensional analysis of the problem of the use of the results of static sounding tests. ESOPT, vol. 2.1, pp. 119—121, Stockholm, 1974.
47. **De Beer E. et al.** Scale effects in results of penetration tests performed in stiff clays. ESOPT, vol. 2.2, pp. 104—105, Stockholm, 1974.
48. **Begemann H. K. S.** The friction jacket cone as aid in determining the Soil profile. Proc. Vi Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. vol. 1, pp. 17—20, Canada, 1965.
49. **Begemann H.** General report. ESOPT, vol. 2.1, pp. 29—39, Stockholm, 1974.
50. **Bemben S. M., Myers D. A.** The influence of rate of penetration on static cone resistance values in Connecticut River Valley varved clay, ESOPT, vol. 2.2, pp. 33—34, Stockholm, 1974.
51. **Brand E. W. et al.** Interpretation of Dutch cone tests in soft Bangkok clay. ESOPT, vol. 2.2, p. 53, Stockholm, 1974.
52. **Burges N., Eizenstein Z.** The application of pressuremeter test results in deformation analyses. Can. Geotechn. J. vol. 14, 1977.
53. **Eizenstein Z., Morrison W. A.** Prediction of foundation deformations in Edmonton using in situ pressure probe. Can. Geotechn. J. vol. 10, pp. 193—210, 1973.
54. **Gibbs H. I., Holtz W. G.** Research on determining the Density of sands by spoon penetration testing. Proc. IV Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 1, London, 1957.
55. **Gibson R. E., Anderson W. F.** In situ measurement of soil properties with the pressuremeter. Civ. Eng. Publ. Wks., Rev., 56, № 658, pp. 615—618, 1961.

56. **Jacobus de Ruiter.** Electric Penetrometer for Site Investigations. Proc. of the ASCE, SM2, 1971.

57. **Kerisel J.** Deep foundations in sands: Variation of ultimate bearing capacity with soil density, depth, diameter and speed. Proc. V Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 11, p. 73, Paris, 1961.

58. **Kerisel J.** Deep foundations basic experimental facts. Deep Foundations Conference. Mexico, 1964.

59. **Kerisel J. et al.** Point resistance in cohesionless media at various densities. Proc. 6th ICSMFE, vol. 11, pp. 265—269, 1965.

60. **Mc Kinlay D. G., Anderson W. F.** Determination of the modulus of deformation of a till using a pressuremeter. Ground Engineering, vol. 8, № 6, 1975.

61. **Ladanyi B.** In-situ determination of undrained stress-strain behaviour of sensitive clays with the pressuremeter. Canad. Geotechn. J., vol. 9, № 3, pp. 313—319, 1972.

62. **Lazarevic D.** Proc. IV Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 111, p. 179, London, 1957.

63. **Madhav M. R., Krishna K. S. R.** Undrained modulus from vane shear test. Proc. ASCE, vol. 103, № GT 11, pp. 1337—1340, 1977.

64. **Marsland A., Randolph M. F.** Comparisons of the results from pressuremeter tests and large in situ plate tests in London clay. Geotechnique, XXVII, № 2, pp. 217—243, 1977.

65. **Menard L.** Mesures in situ des propriétés des sols. Annales des Ponts et Chaussées, Mai—Juin, 1957.

66. **Menzenbach E.** The determination of the permissible point load of piles by means of static penetration tests. Proc. V Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 11, p. 99, Paris, 1961.

67. **Meyerhof G. G.** The ultimate bearing capacity of wedged shaped foundations. Proc. 5th ICSMFE, vol. 2, pp. 105—109, 1961.

68. **Meyerhof G. G.** General report, ESOPT, vol. 2.1, pp. 40—48, Stockholm, 1974.

69. **Mitchell J. K., Houston W. N.** Static penetration testing on the Moon. ESOPT, vol. 2.2, pp. 277—287, Stockholm, 1977.

70. **Muhs H.** Proc. VI Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 111, pp. 504—506, Canada, 1965.

71. **Muhs H.** On the relation of the bearing capacity factors, the modulus of elasticity and the cone resistance, ESOPT, vol. 2.1, pp. 141—142, Stockholm, 1974.

72. **Muromachi T.** Experimental study on application of static cone penetrometer to subsurface investigation of weak cohesive soils, ESOPT, vol. 2.2, pp. 285—291, Stockholm, 1974.

73. **Palmer A. C.** Undrained expansion of cylindrical cavity in clay. Geotechnique, XX, № 3, pp. 451—457, 1972.

74. **Prandtl L.** Über die Härte plastischer Körper, 1920.

75. **Proc. V.** Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 111, p. 266, Paris, 1961.

76. **Puech A. et al.** Contribution to the study of static and dynamic penetrometers. ESOPT, vol. 2.2, pp. 307—312, Stockholm, 1974.

77. **Ricceri G. et al.** Relationships between static penetration test results and mechanical properties of soils. ESOPT, vol. 2.2, pp. 312—316, Stockholm, 1974.
78. **Schmertmann J. H.** Static cone to compute static settlement over sand. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of the ASCE, SM3, May, 1970.
79. **Schmertmann J. H.** Penetration pore pressure effects on quasi static cone bearing, q_0 ESOPT, vol. 2, pp. 345—351, Stockholm, 1974.
80. **Schultze E. and Melzer K.** The determination of the density and the modulus of compressibility of non—cohesive soils by soundings. Proc. VI Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. I, p. 354—358, Canada, 1965.
81. **Schultze E., Menzenbach E.** Standard penetration test and compressibility of soils. Proc. V Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 1, Paris, 1961.
82. **Thomas D.** Deep sounding tests results and the settlement of spread footings on normally consolidated sands. Geotechnique, vol. XVIII, № 4, London, 1968.
83. **Thomas D.** Static penetration tests in London clay. Geotechnique, vol. XV, № 2, June, London, 1965.
84. **Trofimenkov J. G.** Penetration testing in the USSR. State-of-the art report. ESOPT, vol. 1, pp. 147—154, Sockholm, 1974.
85. **Trofimenkov J. G.** Summary report, Specialty Session 5, «Determination of soil parameters from in-situ tests», IX ICSMFE, vol. 111, pp. 491—500, Tokyo, 1977.
86. **Turnbull W., Shockey W. and Cunny R.** Summary of rotary cone penetrometer investigations. Highway Research Board, Sp. Report 60, Washington, D. C., 1960.
87. **Vesic A. S.** Tests on instrumented piles, Ogeechee River Site, Proc. of the ASCE, vol. 96, № SM2, March, 1970.
88. **Vesic A.** Expansion of cavities in infinite soil mass. Proc. of the ASCE, vol. 96, № SM2, March, 1970.
89. **Vesic A.** VIII ICSMFE, vol. 4.2, p. 79, 1973.
90. **Vesic A.** Principles of pile foundation design, Duke University, Soil Mechanics Series, № 38, 1975.
91. **Windle D., Wroth C. P.** In situ measurement of the properties of stiff clays with self-boring instruments. Proc. IX ICSMFE, vol. 1, pp. 347—352, 1977.
92. **Wroth C. P. Hughes J. M. O.** An instrument for the in-situ measurement of the properties of soft clays. Proc. VIII ICSMFE, vol. 1.2, pp. 487—494, Moscow, 1973.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие	3
Введение	4
Глава I. Основные физико-механические свойства грунтов и их характеристики	6
1. Общие положения	6
2. Основные физические свойства грунтов и их характеристики	8
3. Основные механические свойства грунтов и их характеристики	14
Глава II. Исследование грунтов штампами в шурфах и скважинах	20
1. Общие положения	20
2. Испытания грунтов в шурфах	26
3. Испытания грунтов в скважинах	42
Глава III. Исследование грунтов на сдвиг в шурфах и скважинах	52
1. Общие положения	52
2. Испытания грунтов на сдвиг по заданной горизонтальной плоскости	54
3. Испытания грунтов на сдвиг по цилиндрической поверхности лопастными приборами в скважинах	59
Глава IV. Исследование грунтов статическим зондированием	65
1. Общие положения	65
2. Установки, применяемые для статического зондирования грунта	67
3. О Европейском стандарте на зондирование	80
4. Область применения зондирования	84
5. Проведение испытаний	85
6. О теоретических решениях задачи о зондировании грунта	88
7. Использование результатов зондирования грунта при проектировании фундаментов	98
Глава V. Исследование грунтов динамическим зондированием	134
1. Общие положения	134
2. Динамическое зондирование конусом	135
3. Влияние состава и состояния грунтов на показатели динамического зондирования конусом	143
4. Динамическое зондирование пробоотборником (забивным грунтоном)	148
Глава VI. Исследование грунтов в скважинах с применением прессиометра	152
1. Конструкции прессиометров	152
2. Теоретические положения, используемые при обработке результатов испытаний прессиометром	159

3. Некоторые данные об опыте определения модуля деформации грунта прессиометром	167
4. Испытание грунтов прессиометром	171
5. Обработка результатов испытаний	176
6. Зарубежный опыт прессиометрических испытаний	178
7. Современные направления в развитии прессиометрических исследо- ваний	185
Глава VII. Комплексные инженерно-геологические исследования . .	191
1. Общие положения	191
2. Примеры комплексных изысканий для проектирования свайных фун- даментов в толще глинистых грунтов	195
3. Комплексные изыскания для проектирования фундаментов на есте- ственном основании и свайных фундаментов в песчано-глинистых грунтах	200
Список литературы	209

Юрий Григорьевич Трофименков

Лев Николаевич Воробков

ПОЛЕВЫЕ МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

Редакция литературы по инженерному оборудованию

Зав. редакцией И. П. Скворцова

Редактор С. И. Перглер

Мл. редактор А. А. Минаева

Внешнее оформление художника Ш и л я е в а

Технические редакторы Н. Г. Бочкова, Т. В. Кузнецова

Корректоры А. В. Федина, И. В. Медведь

ИБ № 2372

Сдано в набор 25.08.80. Подписано в печать 22.12.80. Т-23017. Формат 60×90^{1/16}. Бумага типографская № 2. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Печ. л. 13,5. Усл. печ. л. 13,5. Уч.-изд. л. 14,64. Тираж 9000 экз. Изд. № AVI—7993. Заказ 431.
Цена в обложке— 75 коп., в переплете № 7 — 1 р. 10 к.

Стройиздат

101442, Москва, Каляевская, 23а

Владимирская типография «Союзполиграфпрома» при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7