

А . А . К А Г А Н

**РАСЧЕТНЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ
ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ
СВОЙСТВ ГРУНТОВ**

ТОРГ
УСЛУЖИ

624.

А. А. КАГАН

РАСЧЕТНЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

Назначение, методы определения

545



ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
Ленинград · 1973

Научный редактор — засл. деят. науки и техн.
РСФСР, д-р техн. наук, проф. **Н. Н. Маслов**

В книге рассматриваются вопросы обработки результатов полевых и лабораторных исследований свойств грунтов при инженерно-геологических изысканиях для различных сооружений и выбора расчетных показателей этих свойств.

Книга предназначена для инженеров-геологов и проектировщиков.

К $\frac{0326-005}{047(01)-73}$ 103—73



КАГАН АНАТОЛИЙ АБРАМОВИЧ
РАСЧЕТНЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ
СВОЙСТВ ГРУНТОВ
Назначение, методы определения

Стройиздат, Ленинградское отделение. Ленинград, пл. Островского, 6.

Редактор издательства Б. А. КИТАЙЧИК. Технический редактор О. В. СПЕРАНСКАЯ. Корректор Н. Г. СЕМИНА. Обложка художника Н. И. АБРАМОВА

Сдано в набор 5/IX 1972 г. Подписано к печати 29/I 1973 г. М-08084. Формат бумаги 60×90¹/₁₆. Бумага № 2, 4,5 бум. л. Печ. л 9,0. Уч.-изд. л. 9,78. Изд. № 1417Л. Тираж 8000 экз. Заказ № 1861. Цена 59 коп.

Ленинградская типография № 4 Союзполиграфпрома при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам издательства, полиграфии и книжной торговли, 196126, гор. Ленинград, Социалистическая, 14.

Одна из основных задач инженерно-геологических исследований — выбор расчетных показателей свойств грунтов. О степени важности этой задачи можно судить хотя бы по такому простому примеру: если увеличить коэффициент внутреннего трения грунта на 0,05 — 0,07, стоимость земляной плотины в ряде случаев может снизиться на несколько сот тысяч рублей. Тем не менее единой методики определения расчетных показателей не существует.

В последнее время появилось довольно много работ, авторы которых для выбора расчетных показателей предлагают использовать различные приемы математической статистики. Это направление, развивающее положения, которые были выдвинуты И. С. Комаровым, Н. Н. Масловым, З. В. Пильгуновой и др., рассматривает заключительный этап работы над выбором расчетных характеристик свойств грунтов. Между тем определение их по сути дела начинается еще в процессе проходки шурфа, штольни, скважины или осмотра обнажения, продолжается в процессе опытных исследований и обработки результатов полевых и лабораторных наблюдений и опытов и завершается математическими выкладками.

Необходимо сразу же отметить, что расчетные показатели определяются сложным комплексом природных факторов в их взаимодействии с сооружением и без учета этого правильно выбраны быть не могут.

На данном этапе развития инженерной геологии геологическое строение, гидрогеологические условия участка строительства, его геоморфология, физико-геологические явления и процессы в своем большинстве не получают количественного выражения. В то же время их значимость для оценки свойств грунтов и выбора расчетных показателей, а также методы изучения разобраны в специальной литературе достаточно подробно. Поэтому в настоящей работе эти вопросы не рассматриваются. В ней сделан упор на те количественные характеристики, которые прямо или косвенно используются при выборе расчетных показателей. К ним прежде всего относятся показатели физико-механических свойств грунтов.

В предлагаемой вниманию читателей книге автор сделал попытку рассмотреть основные этапы исследований свойств грунтов, необходимые для выбора расчетных показателей, от отбора образцов до назначения упомянутых показателей.

Техника получения проб, технология выполнения лабораторных и полевых экспериментов и т. п. в настоящей работе не затрагиваются, так как этим вопросам посвящена обширная и обстоятель-

ная литература. Главное внимание уделяется таким узловым моментам, как расчленение толщи грунтов на инженерно-геологические слои, оценка необходимого количества опытов при изучении показателей свойств грунтов, принципиальные положения методики определения этих показателей и, наконец, выбор расчетных показателей.

Для перевода физических величин, упоминаемых в работе, в единицы международной системы СИ, в приложении 2 дается соответствующая таблица.

Некоторые из положений, приводимых в книге, возможно, покажутся дискуссионными. И хотя большинство из них апробировано практикой, обсуждение их окажется полезным. Поэтому замечания и пожелания по затронутым в книге вопросам будут приняты с благодарностью.

Автор считает долгом выразить свою признательность за советы, рекомендации и труд по научному редактированию книги засл. деят. науки и техн. РСФСР, д-ру техн. наук, проф. Н. Н. Маслову.

СВОЙСТВА ГРУНТОВ И ИХ ЗНАЧЕНИЕ
ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯСпособы получения сведений
о свойствах грунтов

Описание свойств грунтов, их поведения в строительный и эксплуатационный периоды основывается главным образом на анализе результатов исследования состава, состояния и свойств этих грунтов. Однако такой анализ может быть проведен правильно только в том случае, если при этом учтены особенности геологического строения изучаемого района, участка или площадки, с одной стороны, и условия работы проектируемого сооружения — с другой.

При оценке свойств грунтов используются все сведения, полученные при инженерно-геологических исследованиях. Уделяется внимание как наблюдениям за поведением грунтов в естественных условиях и в основании сооружений, выемках, насыпях и т. д., так и результатам полевых и лабораторных экспериментов.

Наблюдения позволяют установить, как ведут себя грунты в условиях естественного залегания при действии всего сложного комплекса внешних воздействий. При этом удается уточнить характеристику грунтов, полученную при проведении опытных работ, в частности расчетные показатели их свойств, получить наиболее достоверные сведения о явлениях, которые протекали в грунтах в результате изменения при строительстве и после возведения сооружения природной обстановки.

Однако достоинства этих наблюдений нередко переходят в недостатки. Дальнейшее использование результатов натурных наблюдений возможно лишь в тех случаях, когда инженерно-геологические условия участков строительства, конструкция и режим работы построенного и проектируемого сооружений идентичны. Такая идентичность, во-первых, существует далеко не всегда, а во-вторых, установление ее представляет определенные трудности. Кроме того, значения показателей, которые вычисляются по данным натурных наблюдений, зависят от метода расчета, что вносит неопределенность в получаемые результаты.

По данным Н. Н. Маслова, расхождения в углах склонов, определенных по разным методам, могут достигать нескольких сот процентов [44]. Минимальные и максимальные значения коэффициентов запаса, рассчитанные И. В. Федоровым двенадцатью методами для одного и того же откоса, отличались почти в 3,5 раза [85]. В. И. Шаровым, Ф. С. Тофанюком и Г. И. Швецовым были подсчитаны модули деформации на основании замеров осадок

зданий и опытов со штампами. Расчеты выполнялись по формуле, приведенной в СНиП II-Б. 1—62*, и с использованием модели слоя ограниченной мощности и линейно деформируемого полупространства. Вычисления показали, что в зависимости от метода подсчета разница в величинах модуля деформации достигала 250% [89].

Полевые методы исследования позволяют получить характеристики грунтов в условиях природного залегания при минимальном нарушении их естественного сложения. Объем грунта, участвующий в эксперименте, больше размеров образцов, которые используются при изучении свойств в лаборатории. В то же время эти объемы неизмеримо меньше массива грунта, вовлекаемого в работу сооружением. Известно, например, что соотношение площадей плотины и бетонного штампа может достигать нескольких сотен тысяч.

Проведение массовых полевых опытов чаще всего осложняется их высокой стоимостью. Следует также иметь в виду, что число показателей, определяемых полевыми опытами, ограничено характеристиками механических свойств. Несмотря на важность последних, они сами по себе, как правило, не позволяют оценить грунты как в естественных условиях, так, особенно, при изменении этих условий.

При подготовке площадки для полевых опытов происходит некоторое нарушение естественного сложения грунта, которое в ряде случаев становится весьма существенным и резко сказывается на результатах этих опытов. Например, в основании одной из проектируемых высоконапорных плотин в известняках залегают прослойки глины, которая по свойствам близка к полускальным грунтам. Для определения сопротивления сдвигу вдоль прослойки была пройдена штольня. Над прослойкой оставлялся целик известняка, который затем пригружался и сдвигался. Несмотря на все предосторожности, при проходке штольни и вырезке целика происходило разрушение прослоя. В результате этого полученные в полевых опытах параметры прочности прослоя глины оказались ниже, чем в естественных условиях.

Лабораторные методы изучения состава, состояния и свойств грунтов позволяют более полно осветить инженерно-геологические условия возведения сооружений. Образцы практически можно отбирать из любой точки основания сооружения. Опыты могут быть проведены в разнообразных условиях, позволяющих моделировать работу грунта и получать всесторонние характеристики свойств последнего. Наконец, лабораторные исследования обычно дешевле полевых и проводятся в больших объемах.

Вместе с тем при отборе проб грунтов неизбежно нарушается их естественное сложение, а степень этого нарушения в полной мере оценена быть не может. Размер образцов, используемых для лабораторных исследований, ничтожен по сравнению с объемом грунта, испытывающим влияние сооружения. Распространение на массив в целом данных лабораторных исследований, полученных при изу-

чении ряда свойств (особенно механических), возможен лишь с большими оговорками, а иногда невозможен вообще. Последнее особенно относится к скальным грунтам, для которых характерна макро- и мезотрещиноватость, отсутствующая в образцах.

Табл. 1 показывает процент выхода керна в различных литологических типах девонских грунтов в зависимости от метода проходки выработок [43].

Т а б л и ц а 1

Грунты	Ударно-вращательная скважина	Колонковая скважина	Шурф
Глины:			
твердые	—	35,45	31,71
плотные	7,48	8,57	9,57
низкой плотности	22,89	1,14	0,98
мягкие	39,69	8,57	9,78
Пески:			
уплотненные	29,94	21,90	17,83
сцементированные	—	5,71	18,20
Потеря керна	—	18,66	11,93
Итого . . .	100%	100%	100%

Табл. 2 иллюстрирует влияние способа проходки на влажность образцов девонских глин [4].

Т а б л и ц а 2

Наименование грунта	Естественная влажность в %			
	по данным расчисток		по данным бурения	
	средняя	пределы изменения	средняя	пределы изменения
Глина:				
красно-коричневая полутвердая	15	11—19	22	13—30
голубовато-зеленая полутвердая	16	14—19	23	17—28
красно-коричневая размягченная	19	12—23	23	18—32
красно-коричневая мягкая	23	20—26	21	16—23
голубовато-зеленая мягкая	19	15—24	23	21—23
Песок:				
серовато-коричневый	17	15—21	21	16—24
зеленый	17	13—19	20	15—23

В этом отношении полевые опыты, целеустремленно поставленные и умело проведенные, имеют несомненное преимущество перед лабораторными испытаниями. Очевидно, что наилучшие результаты могут быть достигнуты при комплексном проведении исследований, когда полевые единичные опыты служат лишь для контроля данных

лабораторных определений, а полная характеристика физико-механических свойств грунтов возможна лишь с привлечением результатов как натуральных наблюдений, так и данных полевых и лабораторных опытов, с учетом всех природных факторов.

При оценке состава и свойств грунтов, наряду с прямыми методами получения сведений о них, большую помощь могут оказать анализ условий формирования и существования грунта, данные о его положении в разрезе и взаимоотношениях с перекрывающими, подстилающими и включенными в него отложениями.

Показатели физико-механических свойств грунтов

Для проектирования сооружения прежде всего необходимы показатели, количественно характеризующие свойства грунта. Ими служат показатели физико-механических свойств грунтов.

Набор таких характеристик весьма широк, и хотя для расчетов оснований сооружений используется лишь небольшая их часть, они необходимы для оценки грунта на всех стадиях работы последнего.

В. А. Приклонский выделил классификационные, косвенные расчетные и прямые расчетные показатели. К классификационным он отнес те показатели, которые применяются для выделения и сравнения друг с другом разных типов грунтов (цвет, вещественный состав, текстура, структура, выветрелость, влажность, плотность, консолиденция, размокаемость, набухаемость и др.).

Косвенные расчетные показатели служат для определения с помощью графиков, таблиц и т. п. других показателей, в том числе прямых расчетных. К косвенным расчетным показателям В. А. Приклонский отнес удельный вес, пористость, влажность, пределы пластичности, гранулометрический состав, максимальную молекулярную влагоемкость и максимальную высоту капиллярного поднятия.

Прямые расчетные показатели непосредственно используются при расчетах и входят в соответствующие формулы. Это объемный вес грунта, параметры кривой сжатия, модуль деформации, модуль упругости, коэффициент бокового давления, временное сопротивление сжатию, коэффициент трения и сцепление, гранулометрический состав, содержание водорастворимых солей, коэффициент фильтрации, водоотдача и высота капиллярного поднятия [54].

Обращает внимание то обстоятельство, что одни и те же показатели отнесены в приведенной классификации к разным группам. Кроме того, ряд прямых показателей (например, временное сопротивление сжатию) не входит в расчетные формулы, хотя именно это требование определяет принадлежность того или иного показателя к группе прямых расчетных характеристик.

Н. Н. Маслов все показатели подразделил на два класса. К I классу он отнес те из них, которые позволяют непосредственно

оценить данное свойство грунта и используются при выполнении расчетов. Показатели II класса дают общую характеристику состава и состояния грунта. Главнейшими из них Н. Н. Маслов считает вещественный состав, удельный вес и показатели пластичности (характеристики состава), влажность, пористость, коэффициент пористости, показатель консистенции (характеристики состояния) [45].

В настоящее время в лабораторных и полевых условиях определяется свыше ста показателей состава и физико-механических свойств грунта. Сущность их и методика получения подробно рассматриваются в монографиях и руководствах, специально посвященных этому вопросу [41, 88].

Ниже излагаются сведения лишь о показателях состава и физико-механических свойств грунтов, которые используются в качестве расчетных характеристик или способствуют определению последних.

Исходя из целей настоящей работы, все показатели свойств грунтов целесообразно разделить на две группы: I — расчетные показатели, II — вспомогательные показатели.

Под расчетными понимаются показатели, непосредственно используемые в расчетах прочности, деформируемости и водопроницаемости оснований сооружений.

Под вспомогательными показателями понимаются те характеристики грунтов, которые позволяют подойти к выбору расчетных показателей по различным зависимостям, таблицам и т. п.

*1. Расчетные показатели свойств грунтов**

К расчетным показателям относятся: 1) объемный вес грунта; 2) показатели прочности; 3) показатели деформируемости; 4) показатели водопроницаемости грунта; 5) показатели, характеризующие поведение грунта при динамическом воздействии на него.

1) **Объемный вес.** Объемным весом грунта γ_0 называется вес единицы его объема. Численно объемный вес равен отношению веса твердых частиц грунта и веса воды, заключенной в его порах, к полному объему грунта. Объемный вес выражается в $г/см^3$ или в $т/м^3$.

Объемный вес служит для расчета устойчивости откосов и крутизны их заложения, для подсчета давления грунта на подпорную стенку, для вычисления допускаемого давления. Он необходим для определения мощности активной зоны при расчете осадки сооружения, давления грунта на крепь горной выработки. Кроме того, объемный вес используется для вычисления объемного веса скелета грунта. Объемный вес зависит от минерального и гранулометрического состава грунта, а также от его пористости и влажности.

* Для грунтов, являющихся основанием и средой сооружений, расчетные показатели определяются на образцах ненарушенного сложения.

Объемным весом грунта под водой γ_v называется вес единицы его объема ниже уровня подземных вод. Он равен отношению веса абсолютно сухого грунта за вычетом веса воды в объеме его скелета к объему грунта или к весу единицы объема грунта при данной пористости за вычетом подъемной силы воды.

$$\gamma_v = \frac{\gamma_c - \gamma}{1 + \varepsilon} = (1 - n)(\gamma_c - \gamma) = \frac{\gamma_c (\gamma_c - \gamma)}{\gamma_c} \quad [z/m^3 \text{ или } \tau/m^3],$$

где γ — вес единицы объема воды, обычно принимаемый равным $1 \tau/m^3$;

γ_c — удельный вес грунта;

γ_c — объемный вес скелета грунта;

ε — коэффициент пористости;

n — пористость.

Для водонасыщенных грунтов

$$\gamma_v = (\gamma_0 - 1) \quad [т/м^3].$$

2) К характеристикам прочности относится **сопротивление грунтов сдвигу**, т. е. способность их противодействовать касательным напряжениям, возникающим при приложении нагрузки. Показатели сопротивления грунтов сдвигу используются для расчетов несущей способности оснований сооружений, их устойчивости, для оценки величины давления грунта на подпорные стенки и на кровлю горных выработок, для расчета устойчивости естественных склонов и искусственных откосов, установления углов заложения насыпей и выемок и др.

Сопротивление грунтов сдвигу зависит от их минерального и гранулометрического состава, структуры, текстуры, сложения, влажности, плотности и условий проведения опыта (скорости приложения сдвигающей нагрузки, величины ее ступеней и др.). Поэтому эксперименты должны проводиться при строго определенных условиях, отвечающих работе грунта в основании сооружения. Для песков сопротивление сдвигу определяется также формой частиц (чем больше их окатанность, тем меньше прочность). Для глинистых грунтов сопротивление сдвигу зависит, кроме того, от состава обменных катионов, состава и количества цементирующего вещества, обжата в ходе естественно-исторического формирования грунтов, наличия органических веществ и др.

Сопротивление сдвигу скальных и полускальных грунтов находится в зависимости от их трещиноватости и соотношения направления последней и направления приложения действующей нагрузки.

С увеличением нормального давления сопротивление сдвигу возрастает в соответствии с уравнением

$$\tau_{pW} = p \operatorname{tg} \varphi_W + c,$$

где τ_{pW} — сопротивление сдвигу, зависящее от нормального давления p , плотности (влажности);

$\operatorname{tg} \varphi_w$ — параметр уравнения, называемый коэффициентом внутреннего трения и зависящий от плотности (влажности) грунта;

c — параметр уравнения, называемый сцеплением и имеющий размерность в $\kappa\Gamma/\text{см}^2$ или $T/\text{м}^2$. Для песков $c = 0$.

Коэффициент внутреннего трения и сцепление определяются графически или вычисляются по формулам:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{n \sum_{i=1}^n p_i \tau_i - \sum_{i=1}^n p_i \sum_{i=1}^n \tau_i}{n \sum_{i=1}^n p_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n p_i \right)^2};$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^n p_i^2 \sum_{i=1}^n \tau_i - \sum_{i=1}^n p_i \sum_{i=1}^n p_i \tau_i}{n \sum_{i=1}^n p_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n p_i \right)^2},$$

где n — число опытов.

Коэффициентом сдвига называется отношение сдвигающего усилия к нормальному давлению:

$$\operatorname{tg} \psi_w = \frac{\tau_{pw}}{p} = \operatorname{tg} \varphi_w + \frac{c}{p}.$$

Коэффициент сдвига выражает общее сопротивление грунтов сдвигу. С увеличением нормального давления он уменьшается.

Весьма важными показателями при расчете устойчивости сооружений, возводимых на глинистых грунтах, таких как подпорные сооружения, причальные стенки и др., а также естественных и искусственных откосов, сложенных суглинками и глинами, являются характеристики реологических свойств, т. е. свойств, обусловленных процессами изменения их напряженно-деформированного состояния в результате длительного действия внешней нагрузки.

Реологические свойства грунтов определяются их вещественным составом, прочностью структурных связей, плотностью, влажностью и др., а также напряженно-деформируемым состоянием и условиями нагружения. Реологические свойства проявляются в виде ползучести грунтов, изменения их прочности во времени (длительная прочность) и релаксации напряжений.

Ползучестью грунтов называется нарастание деформации во времени при действии на грунт постоянной нагрузки. Различают затухающую ползучесть (не приводящую к разрушению грунта) и незатухающую ползучесть (приводящую к разрушению грунта). Процессы затухающей ползучести характерны, как правило, для глинистых грунтов с тиксотропно-коагуляционными связями между частицами. Процессы незатухающей ползучести обычно возникают в глинистых грунтах с жесткими структурными связями.

Основными характеристиками процесса ползучести являются порог ползучести и коэффициент вязкости. Порогом ползучести τ_{lim} называется минимальное напряжение, при превышении которого возникают деформации ползучести.

Коэффициентом вязкости η называется коэффициент пропорциональности между скоростью деформации и активной частью сдвигающего напряжения:

$$\eta = \frac{\tau - \tau_{\text{lim}}}{v} d \text{ [кг} \cdot \text{сек/см}^2 \text{ или пз*],}$$

где τ — общее сопротивление сдвигу в кг/см^2 ;

v — скорость деформации в см/сек ;

d — свободная высота образца в см .

Длительной прочностью называется прочность, которой характеризуется грунт при длительном действии на него нагрузки. Для глинистых грунтов с тиксотропно-коагуляционными связями величина длительной прочности обычно равна сопротивлению сдвигу, определяемому в обычных условиях (стандартная прочность), или даже больше его; для глинистых грунтов с жесткими связями (кристаллизационно-конденсационные и др.) длительная прочность, как правило, меньше стандартной.

Релаксацией называется уменьшение напряжения, происходящее в грунте при постоянной деформации. Процесс релаксации характеризуется временем релаксации и временем процесса релаксации. временем релаксации называется время, за которое напряжение уменьшается до $\frac{1}{e}$ своей величины. время релаксации рассчитывается как отношение коэффициента вязкости к модулю сдвига. временем процесса релаксации называется время, в течение которого напряжение уменьшается до нуля.

Показатели, характеризующие ползучесть и длительную прочность, используются для расчета скорости и величины смещения сооружений и оползневых склонов. Релаксационные характеристики применяются при проектировании свай, вертикальных песчаных дрен, при расчетах вторичной консолидации и др.

3) Прежде чем рассмотреть показатели деформируемости грунтов, обратимся к некоторым понятиям.

Сжимаемостью называется способность грунтов уменьшаться в объеме (давать осадку) под действием внешней нагрузки. Показатели, отражающие эти свойства, используются для расчета величины осадки грунтов, степени ее неравномерности и характера развития во времени.

Сжатие песчаных грунтов связано с перемещением отдельных зерен, а при больших нагрузках — с их дроблением. Величина сжатия зависит от начальной плотности грунта, размера и формы слагающих его частиц. Сжатие чистых песков статическими нагрузками, как правило, невелико и протекает быстро, заканчиваясь

* $1 \text{ пз} \approx 10^6 \text{ кг} \cdot \text{сек/см}^2$.

еще в строительный период. В плотных разностях величина сжатия близка к нулю. При действии на песок динамических нагрузок он уплотняется в значительно большей степени, чем при статическом нагружении. Величина сжатия песка под влиянием динамической нагрузки зависит от его начальной пористости, величины ускорения колебаний и статической нагрузки (последняя тормозит действие вибрации).

Величина и скорость сжатия глинистых грунтов определяются пористостью, влажностью, водопроницаемостью, степенью влажности этих грунтов, прочностью связей между частицами, степенью дисперсности и минеральным составом, составом обменных катионов и др. Сжимаемость находится, кроме того, в зависимости от ступени нагрузки и скорости приложения последней (с ростом ступени и скорости нарастания нагрузки сжатие увеличивается).

Глины, содержащие более гидрофильные минералы, при всех прочих равных условиях сжимаются меньше, чем глины, состоящие из менее гидрофильных минералов. Величина сжимаемости глин возрастает с увеличением их пористости и влажности.

Время уплотнения грунта можно приближенно рассчитать по формуле

$$T = t \left(\frac{H}{h} \right)^n,$$

где T — время уплотнения слоя грунта;
 t — время уплотнения образца этого грунта;
 H — мощность слоя грунта;
 h — высота образца.

Н. Н. Маслов рекомендует принимать для грунтов текучей консистенции $n = 2$, для тугопластичных разностей $n = 1,5$ и для полутвердых и твердых грунтов $n = 0$.

При компрессионных испытаниях грунта исключена возможность его бокового расширения, поэтому такие опыты являются частным случаем испытаний на всестороннее сжатие.

Компрессионной кривой, или кривой сжимаемости, называется кривая, выражающая зависимость между коэффициентом пористости и давлением на грунт.

Кривая сжатия показывает уменьшение коэффициента пористости во времени при постоянной нагрузке.

Компрессионная кривая имеет две ветви: 1) кривую уплотнения, соответствующую возрастанию давления при нагрузке образца, и 2) кривую набухания, соответствующую уменьшению давления при разгрузке образца.

Сжимаемость грунта характеризуется коэффициентом уплотнения, или коэффициентом сжимаемости. Коэффициентом уплотнения называется тангенс угла наклона компрессионной кривой к оси давлений. Коэффициент уплотнения вычисляют, заменяя некоторый криволинейный участок кривой уплотнения прямой, по формуле

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1}.$$

На различных участках кривой сжатия коэффициент уплотнения неодинаков. По мере сжатия его величина уменьшается. Чем больше коэффициент уплотнения, тем сильнее сжимается грунт в процессе приложения к нему нагрузки. Коэффициент уплотнения a измеряется в $см^2/кг$. Сжимаемость грунтов принято характеризовать [54] численным значением коэффициента уплотнения в интервале нагрузок $1-2 кг/см^2$:

сильносжимаемые	$a > 0,1$
среднесжимаемые	$0,1-0,01$
слабосжимаемые	$< 0,01$

Для расчета коэффициента уплотнения на компрессионной кривой выбираются точки так, чтобы координаты одной из них соответствовали нагрузке и коэффициенту пористости до возведения сооружения, а координаты второй — после возведения сооружения.

Аналогично коэффициенту уплотнения рассчитывается коэффициент набухания.

В качестве характеристики сжимаемости грунта используются величины относительной сжимаемости, или относительной деформации, и модуля осадки.

Относительной сжимаемостью, или относительной деформацией, называется отношение абсолютной величины деформации образца грунта под внешней нагрузкой к его первоначальным размерам (до приложения нагрузки или после приложения некоторой нагрузки):

$$e = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot 100\%$$

Модулем осадки называется осадка (в мм) слоя грунта мощностью 1 м под данной нагрузкой:

$$e_p = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_p}{1 + \varepsilon_0} \cdot 1000 \text{ [мм/м]}$$

Если e рассчитывается в интервале нагрузки от 0 до p [$кг/см^2$], то $e_p = 10e$.

Н. Н. Маслов [45] характеризует степень сжимаемости грунтов при нагрузке $3 кг/см^2$ в зависимости от значений модуля осадки (табл. 3).

Т а б л и ц а 3

Категория грунта	Величина модуля осадки e_p , мм/м	Характеристика сжимаемости грунта
0	Менее 1	Практически не сжимаемый
I	1—5	Слабосжимаемый
II	5—20	Средней сжимаемости
III	20—60	Повышенной сжимаемости
IV	Более 60	Сильносжимаемый

Просадочностью называется уменьшение объема грунтов при их увлажнении. Просадочность характерна для лёссов и лёссовидных грунтов.

Для макропористых пород характерным показателем является относительная просадочность:

$$e_m = e'_p - e_p,$$

где e'_p — относительная деформация при замачивании под нагрузкой p ;

e_p — относительная деформация при том же давлении, но без замачивания;

e_m можно рассчитать по формуле

$$e_m = \frac{\varepsilon_m}{1 + \varepsilon_0};$$

здесь $\varepsilon_m = \varepsilon_p - \varepsilon'_p$;

ε_p — коэффициент пористости образца, уплотненного нагрузкой p , кг/см^2 ;

ε'_p — коэффициент пористости того же образца после увлажнения под той же нагрузкой.

e_m зависит от величины внешнего давления и должна определяться при нескольких его значениях.

Просадочность может быть оценена также модулем просадочности $e_{p_{\text{пр}}}$, который представляет собой величину просадки (в миллиметрах) слоя грунта мощностью 1 м при его замачивании под нагрузкой p , кг/см^2 [45]:

$$e_{p_{\text{пр}}} = \frac{n_0 - n_p}{1 - n_p} \cdot 1000 [\text{мм/м}],$$

где n_0 — пористость грунта до замачивания;

n_p — пористость грунта после замачивания.

Величина просадки толщи макропористого грунта в основании сооружений зависит как от его свойств, так и от мощности просадочной толщи. Приближенной характеристикой просадочности всей толщи макропористых грунтов согласно СНиП II-Б. 2—62* может служить величина условной просадки при равномерном сжатии без возможности бокового расширения и полном замачивании грунта:

$$S = \sum_{i=1}^n e_{m_i} H_i m,$$

где e_{m_i} — относительная просадочность, определяемая для каждого слоя просадочного грунта в пределах основания, при давлении, равном сумме природного давления и избыточного давления от сооружения в середине рассматриваемого слоя;

H_i — мощность слоя;

m — коэффициент условий работы, который принимается: в пределах деформируемой зоны мощностью $1,5b$ (b — наименьший размер фундамента в плане), непосредственно примыкающей к подошве фундамента, $m = 2,0$ при $b = 0,5 \div 2,0$ м и $m = 1,0$ при $b > 2,0$ м. В нижележащих слоях просадочных грунтов $m = 1,0$ независимо от размеров фундамента в плане.

Модуль деформации. Модулем деформации E называется отношение вертикальной нагрузки p , приложенной к грунту, к вызываемой ею относительной вертикальной деформации. Модуль деформации характеризует общую деформируемость грунта при сжатии

$$E = \frac{p}{\epsilon} [\kappa\Gamma/\text{см}^2 \text{ или } T/\text{см}^2].$$

Он определяется полевыми опытами или вычисляется на основании данных компрессионных испытаний по формуле, учитывающей боковое расширение грунта:

$$E = \beta \frac{1 + \epsilon}{a},$$

где

$$\beta = \frac{(1 - \xi)(1 + 2\xi)}{1 + \xi} = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}.$$

В среднем β равно: для песков — 0,8; для супесей — 0,7; для суглинков — 0,5; для глин — 0,4.

Следует иметь в виду, что определение модуля деформации в лаборатории имеет смысл только в пределах тех давлений, при которых грунт не претерпевает разрушения в условиях его нагружения в основании сооружения. Действительно, можно получить модуль деформации ила при нагрузке на него $3 \kappa\Gamma/\text{см}^2$. Однако использовать это значение в расчетах невозможно, так как передача таких давлений на илы недопустима.

Коэффициентом упругого отпора K называется давление, которое надо приложить к стенке круглой выработки для увеличения ее радиуса на 1 см:

$$K = \frac{p}{\Delta r} = \frac{E}{(1 - \mu)r} [\kappa\Gamma/\text{см}^3 \text{ или } T/\text{м}^3],$$

где p — давление в $\kappa\Gamma/\text{см}^2$;

Δr — изменение радиуса выработки в см под действием давления p .

Коэффициент упругого отпора является характеристикой податливости грунта при расчете облицовок туннелей и шахт.

Коэффициентом удельного упругого отпора K_0 называется коэффициент упругого отпора, полученный в выработке радиусом 1 м:

$$K_0 = K \frac{r}{100},$$

где r — радиус выработки в см.

Коэффициенты упругого отпора и удельного упругого отпора зависят от прочности грунта, его трещиноватости, степени насыщенности водой, соотношения элементов залегания грунта и направления приложения нагрузки и др., а также от радиуса выработки, в которой они определяются.

Величина коэффициента удельного упругого отпора ориентировочно может быть определена по следующей зависимости [81]:

$$K_0 = 50\alpha f_{кр},$$

где $f_{кр}$ — коэффициент крепости грунта по Протодьаконову;
 α — коэффициент, соответственно равный 0,8; 1 и 1,2 для грунтов значительной, средней и малой трещиноватости.

4) Основным показателем водопроницаемости грунта является коэффициент фильтрации K_f , который представляет собой скорость фильтрации при напорном градиенте (уклоне), равном единице, или количество воды, проходящее в единицу времени через сечение, равное единице, при напорном градиенте, равном единице. Коэффициент фильтрации обычно выражают в *м/сутки* или *см/сек*.

Величина коэффициента фильтрации используется для расчета притока воды к водозаборным сооружениям, котлованам и другим горным выработкам, а также для определения потерь воды на фильтрацию из водохранилищ и других водоемов. Коэффициент фильтрации является одним из факторов, обуславливающих скорость уплотнения грунтов. Он позволяет также судить о критических (вымывающих) скоростях фильтрации.

Водопроницаемость скальных и полускальных грунтов зависит в основном от степени их трещиноватости и выветрелости, количества и состава заполнителя трещин, нескальных — от вещественного состава, однородности слагающих грунт частиц, от величины и характера пористости. Для глинистых грунтов большое влияние на водопроницаемость оказывает состав обменных катионов, соотношение различных видов воды в грунте, наличие газов — адсорбированных или защемленных. Для многих грунтов (ленточные глины, лёссы и лёссовидные суглинки, торф) коэффициент фильтрации зависит от направления фильтрации.

Классификация грунтов по степени их водопроницаемости приведена ниже:

	Коэффициент фильтрации в <i>м/сутки</i>
практически водоупорные	< 0,01
очень слабопроницаемые	0,01—0,1
слабопроницаемые	0,1—1,0
среднепроницаемые	1,0—10
сильнопроницаемые	10—100
очень сильнопроницаемые	> 100

Коэффициент фильтрации определяется по данным опытных полевых и лабораторных работ, а также рассчитывается по эмпири-

576



ческим формулам. Как эмпирические формулы, так и лабораторные определения часто дают значения коэффициента фильтрации, значительно отличающиеся от действительных. Поэтому пользоваться ими можно только при отсутствии опытных данных.

5) Вопросы расчета оснований сооружений, подверженных действию динамических нагрузок, в настоящее время освещены недостаточно. Наиболее разработанной является проблема динамической устойчивости водонасыщенных песков [45]. В соответствии с теорией Н. Н. Маслова к расчетным показателям, которые необходимы для решения задачи об устойчивости песчаных масс, подверженных динамическому нагружению, относятся критическое ускорение, коэффициент динамического уплотнения и модуль динамического уплотнения.

Критическим ускорением $\alpha_{кр}$ называется такое ускорение, при котором начинается уплотнение песка. Оно измеряется в $мм/сек^2$ или $см/сек^2$.

Величина критического ускорения зависит от минерального и гранулометрического состава песка, степени окатанности и формы зерен, а также от вертикальной нагрузки, приложенной к грунту. Особенно сильно влияет на критическое ускорение плотность песка.

Коэффициентом динамического уплотнения v_n называется показатель, характеризующий скорость уплотнения песка при фиксированных плотности и параметрах колебательного движения (амплитуде, периоде колебаний, ускорении).

$$v_n = \frac{dn}{dt}.$$

По данным лабораторных опытов v_n может быть вычислен по формуле

$$v_n = \frac{h_z K_\phi}{Hz - \frac{z^2}{2}},$$

где H — высота слоя исследуемого грунта;

z — уровень, на котором определяется величина динамического напора h_z ;

K_ϕ — коэффициент фильтрации.

Коэффициент динамического уплотнения зависит от тех же факторов, что и критическое ускорение. Он имеет размерность, обратную времени.

Модулем динамического уплотнения A_n называется отношение коэффициента динамического уплотнения к коэффициенту фильтрации.

Модуль динамического уплотнения измеряется в $1/см$ или $1/м$. Он используется для оценки устойчивости песка при динамическом воздействии. Устойчивость прямо пропорциональна величине модуля динамического уплотнения.

Для расчетов сооружений, передающих периодически действующие нагрузки (в том числе вибрационные), используются величины сопротивления сдвигу и модуля деформации, определяемые в соответствующих условиях. Экспериментально установлено, что сопротивление сдвигу уменьшается с ростом ускорения колебаний. Что же касается модуля деформации грунтов, то при отсутствии бокового расширения он возрастает до некоторого значения, зависящего от свойств грунта, величины и характера приложенной нагрузки.

Весьма существенным является вопрос о поведении грунтов при вибродинамическом воздействии, приобретающий особенную важность при проектировании железнодорожных насыпей. Натурные наблюдения, проведенные на железнодорожной линии Москва—Ленинград, показали, что прочность глинистого грунта при действии на него знакопеременных нагрузок определяется, с одной стороны, влажностью и плотностью, а с другой, — весом, скоростью и интенсивностью движения поездов. В табл. 4 приведены данные, которые показывают, как снижается прочность глинистых грунтов сразу же после прохода поезда по сравнению с начальной (до прохода поезда) в зависимости от состава грунта, скорости движения и веса поезда [19].

Т а б л и ц а 4

Грунты	Снижение прочности грунтов по сравнению с первоначальной (в %) сразу после прохода поездов	
	пассажирских со скоростью движения 100 км/ч	грузовых весом 4500 т, длиной 800 м, со скоростью движения 60—65 км/ч
Глины пылеватые	12—13	36—38
Суглинки пылеватые	16—17	40—42
Супеси пылеватые	20—21	46—48

После прохода поезда прочность глинистых грунтов самопроизвольно и очень быстро (в течение около 1 мин) восстанавливается, достигая 80—83% от ее начального значения. Дальнейшее восстановление сопротивления сдвигу идет значительно медленнее, и лишь через 1—1,5 ч грунт приобретает первоначальную прочность [34].

При неблагоприятных условиях прочность грунтов может снижаться до таких пределов, при которых появляется угроза деформирования и даже разрушения насыпи. Радикальной мерой предупреждения нежелательных последствий вибрационных воздействий на грунт было бы придание насыпи плотности, при которой исключалось бы возникновение остаточных деформаций [19]. Однако, учитывая, что это не всегда возможно, приходится вводить в расчетные показатели коэффициенты.

По данным исследований В. М. Тубольцева и А. Н. Шаниной, пылеватые суглинки при амплитуде колебаний до 420 мк и частоте 37 гц снижают угол внутреннего трения на 17%, а сцепление на 25% [80].

Как сопротивление сдвигу, так и показатели сжимаемости, определяемые при вибрационном воздействии, зависят от тех же факторов, что и эти же показатели, получаемые в обычных условиях, а также от характера воздействия.

II. Вспомогательные показатели

Вспомогательные показатели играют важную роль как при общей оценке свойств и поведения грунтов в основании сооружений, так и при выборе расчетных показателей с использованием корреляционных зависимостей. Кроме того, показатели этой группы с успехом применяются при уточнении границ слоев, на которые делится толща грунтов.*

Свойства грунтов определяются условиями их формирования и существования. Естественно, что история грунта находит свое отражение в показателях состава и физико-механических свойств. Особенно это относится к вспомогательным показателям, поскольку их получение в меньшей степени зависит от технологии извлечения образцов из горных выработок, подготовки к опыту и методики испытаний. Поэтому анализ показателей второй группы, их взаимоотношений, характер изменения в пространстве во многих случаях позволяют лучше понять особенности образования грунта, его специфику, обусловленную этими особенностями, и тем самым более обоснованно подойти к выбору расчетных показателей.

В отличие от расчетных вспомогательные показатели могут определяться на образцах нарушенного сложения.

К основным вспомогательным показателям принадлежат характеристики вещественного состава, физических и водных свойств грунта.

К характеристикам **вещественного состава** относятся: минеральный и химический состав; структурно-текстурные особенности; гранулометрический состав; показатели пластичности (пределы пластичности и число пластичности).

Показателями **физических свойств** являются: удельный вес; характеристики плотности (объемный вес скелета, пористость, коэффициент пористости); влажность; показатель консистенции.

К основным показателям **водных свойств** относятся влагоемкость, набухание, капиллярность.

1) **Показатели вещественного состава.** Минеральный и химический составы грунтов в значительной степени определяют свойства, а следовательно, и расчетные показатели глинистых и песчаных грунтов.

* Некоторые вспомогательные показатели в ряде случаев выступают в качестве расчетных — набухание, гранулометрический состав и др.

Тонкодисперсная часть глинистых грунтов состоит главным образом из минералов трех групп: каолинита, гидрослюда и монтмориллонита. Эти группы отличаются по структуре кристаллической решетки, что обуславливает особенности поведения глин, сложенных этими минералами.

Наибольшей физико-химической активностью обладает монтмориллонит, наименьшей — каолинит. Гидрослюда занимает промежуточное положение.

Соответственно этому монтмориллонитовые глины наиболее гидрофильны и, следовательно, обладают целым рядом отрицательных со строительной точки зрения качеств — большой набухаемостью, пучинистостью при промерзании и др. Глины каолинитового состава характеризуются противоположными свойствами. Однако это справедливо, если влажность последних в полтора и более раз меньше влажности монтмориллонитовых глин. В противном случае, как показали опыты, каолинитовые глины более сжимаемы и обладают меньшим сопротивлением сдвигу, чем монтмориллонитовые разности.

Песчаные грунты состоят преимущественно из кварца, полевых шпатов и слюды. Примесь последней снижает сопротивление сдвигу песков и увеличивает их сжимаемость.

Знание минерального состава грунта позволяет дать его общую характеристику, прогнозировать поведение под нагрузкой, при увлажнении и промерзании. Однако до настоящего времени не удается установить количественных соотношений между свойствами грунтов и содержанием в них тех или иных минералов. Отсутствие подобных связей значительно снижает практическую ценность информации о минеральном составе грунта.

В химическом составе глинистых грунтов преобладают SiO_2 , Al_2O_3 и H_2O , в песчаных — SiO_2 . Известно, что при повышенном содержании кремнезема в грунте последний обладает значительными сопротивлением сдвигу и модулем деформации. Однако эти зависимости носят весьма общий, качественный характер.

Более важно знание содержания в грунте водорастворимых солей, поскольку они определяют возможность изменения как прочности и деформируемости грунтов при выщелачивании, так и химического состава воды, которая оmyвает эти грунты. По количеству водорастворимых солей можно судить о засоленности грунта.

Сведения о химическом составе песков, служащих основанием сооружений, представляют интерес лишь в исключительных случаях (например, при содержании в песках гипса, сульфатов и т. п.).

Структура и текстура грунтов. Под структурой понимают форму, размеры и соотношение компонентов, слагающих грунт. Как отмечает В. Д. Ломтадзе [41], знание структуры позволяет полнее охарактеризовать степень однородности и глинистости грунтов, а следовательно, и их свойства. С другой стороны, изучение структуры часто дает возможность проводить

палеогеографические построения, которые могут быть использованы при расчленении толщи грунтов и выборе расчетных показателей.

Текстурой называется взаимное расположение компонентов, слагающих грунт, и их размещение в пространстве. Основное значение текстуры состоит в том, что она определяет анизотропию свойств грунта. Не менее важно и то, что текстурные особенности позволяют выделить слои грунта, отличающиеся по объемному весу, сопротивлению сдвигу, деформируемости и водопроницаемости.

Гранулометрическим составом грунта называется содержание в нем частиц разных размеров, выражаемое в весовых процентах. Это — один из признаков грунтов, на основании которого проводится их классификация. Для песчаных и крупнообломочных грунтов гранулометрический состав позволяет ориентировочно оценить водопроницаемость, уплотняемость, сопротивление сдвигу. Он в значительной степени определяет пригодность грунта в качестве заполнителя для бетона, для укладки или его намыва в тело сооружения, а также для оценки несущей способности свай, установления возможности суффозии, расчета обратных фильтров и пр.

Весьма существенное значение гранулометрический состав имеет для установления степени неоднородности изучаемой толщи. Для этого служит коэффициент неоднородности K_n , который представляет собой отношение контролирующего диаметра d_{60} к действующему, или эффективному, диаметру d_{10} :

$$K_n = \frac{d_{60}}{d_{10}}.$$

Действующей величиной зерен называется такой диаметр частиц, меньше которых в грунте содержится 10% от общего веса частиц. Диаметр частиц, меньше которых в грунте содержится 60% от общего веса частиц, называется контролирующим диаметром. Если K_n больше 3, грунт считается неоднородным, если меньше 3 — однородным.

Пластичностью глинистых грунтов называется способность последних изменять свою форму под действием внешних сил без разрыва сплошности и сохранять полученную при деформации форму после прекращения действия внешних сил.

Пластичные свойства представляют большой интерес во всех случаях, когда связные грунты употребляются в качестве материала для сооружений (возведение дамб, насыпей, ядер плотин, дорожное строительство, противодиффузионное покрытие каналов и т. д.), используются в керамической промышленности и пр.

Диапазон влажности, в пределах которого грунт обладает свойствами пластичности, характеризуется числом пластичности W_p , представляющим разность между пределами текучести и раскатывания:

$$W_p = W_l - W_p.$$

Пределом текучести W_T называется влажность, при которой грунт переходит из пластичного в текучее состояние. Пределом раскатывания W_p называется влажность, при которой грунт переходит из пластичного в твердое состояние.

Пластичность грунтов зависит от их вещественного состава, емкости поглощения, степени минерализации поровой и взаимодействующей с грунтом воды. Число пластичности является классификационным признаком, в соответствии с которым в СНиП II-Б. 1—62* выделяются приводимые ниже разности глинистых грунтов:

	W_p
супесь	1—7
суглинок	7—17
глина	Более 17

2) **Показатели физических свойств.** Удельным весом грунта γ_c называется вес единицы объема его минеральной части. Численно удельный вес грунта равен отношению веса абсолютно сухого грунта к объему, занимаемому твердыми частицами. Удельный вес выражается в $г/см^3$ и $т/м^3$.

Удельный вес используется при вычислении пористости и коэффициента пористости, сжимаемости и просадочности глинистых грунтов. Величина удельного веса определяется минеральным составом грунта и выражает средний удельный вес слагающих его минералов. Для дисперсных грунтов величина удельного веса зависит от содержания в этих грунтах органических веществ и уменьшается с увеличением количества последних.

Объемным весом скелета называется вес единицы объема твердой части грунта. Он рассчитывается по формуле

$$\gamma_c = \frac{\gamma_0}{1 + W},$$

где W — весовая влажность в долях единицы.

Объемный вес скелета используется для характеристики плотности грунта в естественном залегании, а также является основным контрольным показателем для суждения о степени уплотнения грунта в теле земляных сооружений. Он применяется для расчета пористости и коэффициента пористости.

Объемный вес скелета определяется минеральным и гранулометрическим составом грунта, а также пористостью, представляющей собой суммарный объем всех пустот в грунте.

Показатели пористости используются для суждения о степени плотности грунта, о просадочности лёссов и лёссовидных грунтов, для расчетов, связанных с построением кривых сжатия и получением величины коэффициента уплотнения, для вычисления коэффициента уплотнения, коэффициента относительной плотности песков, для определения коэффициента фильтрации по эмпирическим формулам, вычисления коэффициента и модуля динамического уплотнения и др.

Пористость грунта зависит от состава, формы, размера и степени однородности частиц, слагающих грунт, плотности его, степени цементации и др. Поры, соединенные с наружным воздухом, называются открытыми, а изолированные от него — закрытыми. Чем больше в грунте закрытых пор, тем он менее водо- и воздухопроницаем и теплопроводен и более морозоустойчив.

Количественными показателями пористости грунта служат пористость n и коэффициент пористости ε , представляющий собой отношение объема пор к объему твердой части грунта. Пористость выражается в процентах, коэффициент пористости — в долях единицы:

$$n = \left(1 - \frac{\gamma_c}{\gamma_{ч}}\right) \cdot 100\% = \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} \cdot 100\%;$$

$$\varepsilon = \frac{\gamma_{ч} - \gamma_c}{\gamma_c} = \frac{n}{1 - n}.$$

В табл. 5 приведены значения коэффициента пористости глинистых и песчаных грунтов при различном их состоянии.

Таблица 5

Характеристика грунтов	Коэффициент пористости ε в зависимости от плотности сложения		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Глинистые	<0,5	0,5 — 1,0*	>1,0**
Песчаные:			
гравелистые крупные и средней крупности	<0,55	0,55—0,65	>0,55
мелкие	<0,60	0,60—0,70	>0,70
пылеватые	<0,60	0,60—0,80	>0,80

* Часто в пластичном состоянии.

** Малой плотности.

Для лёссов и лёссовидных грунтов характерны макропоры т. е. пустоты размером > 1 мм. Макропористость является одним из факторов, обуславливающих просадочность лёссов и лёссовидных грунтов.

Коэффициент относительной плотности D используется для оценки плотности песков:

$$D = \frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon}{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min}} = \frac{(n_{\max} - n)(1 - n_{\min})}{(n_{\max} - n_{\min})(1 - n)},$$

где n, ε — соответственно пористость и коэффициент пористости грунта в естественном залегании;

$n_{\max}, \varepsilon_{\max}$ — пористость и коэффициент пористости грунта при его наиболее рыхлой укладке;

n_{\min} , ϵ_{\min} — пористость и коэффициент пористости грунта при его наиболее плотной укладке.

В зависимости от коэффициента плотности песчаные грунты подразделяются на три группы:

	<i>D</i>
рыхлые	0—0,33
средней плотности	0,34—0,66
плотные	0,67—1,0

Влажностью называется количество воды (в %), содержащейся в грунте. Естественная влажность вместе с другими показателями характеризует грунт в условиях природного залегания. Она служит для вычисления объемного веса скелета, показателя консистенции, степени насыщения водой и др.

Естественная влажность грунта определяется его гранулометрическим и минеральным составом, пористостью и существующими гидрогеологическими условиями. Различают весовую влажность, объемную влажность и степень влажности.

Весовой влажностью называется отношение веса воды в образце к весу последнего после его высушивания при температуре 105 — 110° С.

Объемной влажностью называется отношение объема воды, содержащейся в грунте, к объему грунта. Объемная влажность вычисляется по следующим формулам:

$$W_0 = \gamma_c W = \gamma_0 - \gamma_c.$$

Степенью влажности (коэффициентом водонасыщения) называется отношение количества воды, которое находится в грунте, к ее максимальному количеству, вмещаемому грунтом при данной пористости, т. е. соотношение естественной влажности и полной влагемкости $W_{пл}$. Степень влажности определяется из следующих выражений:

$$G = \frac{W}{W_{пл}} = \frac{\gamma_c W}{\epsilon} = \frac{W_0}{n},$$

где $W_{пл} = \frac{\epsilon}{\gamma_c}$.

Степень влажности изменяется в зависимости от условий увлажнения грунтов и их положения по отношению к уровню грунтовых вод. Выше уровня грунтовых вод эта величина переменная, ниже, как правило, — постоянная и близка к 1. Степень влажности изменяется от 0 до 1.

Консистенцией глинистого грунта называется степень подвижности частиц при механическом воздействии на них.

Консистенция грунта зависит от естественной влажности, соотношения категорий воды (связанной, свободной), от плотности грунта и в значительной мере определяет свойства грунтов как оснований сооружений.

Консистенцию глинистых грунтов принято оценивать показателем консистенции

$$B = \frac{W - W_p}{W_n}$$

или коэффициентом консистенции

$$M_k = \frac{W_T - W}{W_n}$$

Характеристика глинистых (непросадочных) грунтов по консистенции (по СНиП II-Б. 1—62*) и значения M_k приведены в табл. 6.

Таблица 6

Характеристика грунтов по консистенции	Показатели консистенции B		Коэффициент консистенции M_k
	суглинков и глин	супесей	
Твердые	$B < 0$	$B < 0$	$M_k > 1$
Полутвердые	$0 < B < 0,25$	—	$0,75 < M_k < 1$
Тугопластичные	$0,25 < B < 0,5$	—	$0,05 < M_k < 0,75$
Пластичные	—	$0 < B < 1$	—
Мягкопластичные	$0,5 < B < 0,75$	—	$0,25 < M_k < 0,5$
Текучепластичные	$0,75 < B < 1$	—	$0 < M_k < 0,25$
Текучие	$B > 1$	$B > 1$	$M_k < 0$

Характеристики деформируемости и прочности грунтов связаны в таблицах, помещенных в СНиП, с показателем консистенции. Между тем, как неоднократно отмечалось различными исследователями, при существующих методах определения этих показателей ни пределы текучести и раскатывания, ни показатель консистенции не отвечают физическому смыслу, который в них заложен.

Из формулировки понятия «консистенция» следует, что она есть результат действия приложенных к грунту нагрузок, и, следовательно, напряженное состояние грунта обуславливает формы его консистенции. Влияние влажности будет сказываться в изменении величин напряжений, переводящих грунт из одной формы консистенции в другую. В зависимости от величин прикладываемого давления грунт может переходить в различные состояния, для выявления которых необходимо установить зависимость характера деформируемости грунта от действующих на него нагрузок. Такая зависимость легко устанавливается на основе анализа кривой, связывающей скорость деформирования с нагрузками, действующими при сдвиге (рис. 1).

Сдвигающую нагрузку, соответствующую переходу из твердого состояния в пластичное, можно назвать пределом структурной прочности при сдвиге $\tau_{с.п.}$. Нагрузку, при которой грунт начинает переходить из пластичного состояния в текучее, можно характе-

ризовать пределом пластичности $\tau_{пл}$. Наконец, грунт переходит в стадию разрушения при превышении предела текучести τ_t .

При таком подходе к оценке консистенции по характеризующим ее показателям можно непосредственно найти расчетные параметры прочности и допускаемые нагрузки на грунт, которые соответствуют различным его состояниям.

3) **Показатели водных свойств.** Влагоемкость — способность грунта вмещать в порах и удерживать на поверхности частиц определенное количество воды.

Полной влагоемкостью $W_{пл}$ называется максимальное количество воды, вмещаемое грунтом при заполнении всех пустот, которые содержатся в нем. Полная влагоемкость используется для оценки степени влажности грунта. Она вычисляется следующим образом:

$$W_{пл} = \frac{\varepsilon}{\gamma_c} = \frac{n}{\gamma_c} = \frac{\gamma_c - \gamma_c}{\gamma_c \gamma_c}$$

Набухание — способность глинистых грунтов к увеличению своего объема при взаимодействии с водой. Она зависит от минерального и гранулометрического состава, естественной влажности, структуры и сложения (естественного или нарушенного), состава обменных катионов и воздействующей на грунт воды.

Способность грунтов к набуханию можно характеризовать величиной набухания, влажностью набухших образцов, величиной давления, развиваемого набухающим образцом грунта.

Величину набухания выражают обычно относительным набуханием e_n , т. е. отношением высоты или объема набухшего образца к его высоте или объему до набухания. Относительное набухание может определяться либо после предварительного уплотнения, либо без уплотнения (свободное набухание). Оно рассчитывается по формуле

$$e_n = \frac{\varepsilon_n - \varepsilon_0}{1 + \varepsilon_0} \cdot 100\%$$

где ε_0 — коэффициент пористости ненабухшего образца;

ε_n — коэффициент пористости образца после набухания.

Влажностью набухания называется влажность, соответствующая максимальной величине набухания. Напряжение, развивающееся в грунте в результате его набухания, называется давлением набухания.

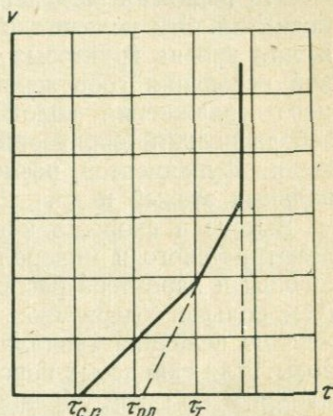


Рис. 1. Зависимость между скоростью деформирования v и сдвигающей нагрузкой τ

Согласно СНиП II-Б. 1—62*, к набухающим относятся глинистые грунты, для которых выполняется соотношение

$$\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_T}{1 + \varepsilon_0} < -0,3,$$

где ε_T — коэффициент пористости грунта, соответствующий влажности на пределе текучести.

Капиллярность — это совокупность явлений, обусловленных силами взаимодействия между частицами грунта и молекулами воды на границе их раздела.

Показателями капиллярных свойств являются наибольшая высота поднятия воды над ее свободной поверхностью и скорость поднятия. Эти показатели служат для определения глубины понижения уровня грунтовых вод, когда нежелательно смачивание водой основания сооружений, для оценки возможности капиллярного увлажнения полотна дорог, сельскохозяйственных угодий, заболачивания территорий, при решении вопроса о глубине заложения фундаментов, размерах гидроизоляционных покрытий подвальных этажей и др.

Высота и скорость капиллярного поднятия зависят от гранулометрического и минерального состава грунта, его текстуры, величины и характера распределения пор, наличия в порах воздуха (чем больше содержание адсорбированного воздуха в порах, тем меньше величина капиллярного поднятия) и химического состава воды. Для глинистых пород высота капиллярного поднятия определяется и составом обменных катионов.

Связь между расчетными и вспомогательными показателями свойств грунтов

Расчетные показатели характеризуют грунт при строго фиксированных условиях, в частности при данном составе, плотности, влажности и др. С другой стороны, любой расчетный показатель, например сопротивление сдвигу глинистого грунта, зависит от содержания в нем глинистых частиц, естественной уплотненности и пр., т. е. в конце концов от генетических и фациальных особенностей этого грунта. Тем самым вспомогательные показатели должны определять расчетные характеристики. Однако такие связи не могут быть функциональными, поскольку расчетные показатели зависят от комплекса факторов, многие из которых пока не поддаются количественному учету (например, прочность структурных связей). Тем не менее можно указать на ряд факторов, определяющих те или иные расчетные показатели и находящиеся с ними в довольно тесной связи.

Объемный вес грунта. Как уже указывалось, объемный вес грунта определяется его удельным весом, пористостью и влажностью. Из трех этих характеристик грунта наиболее сильное влияние на объемный вес оказывает влажность. С увеличением послед-

ней при данной пористости объемный вес возрастает. Особенно тесно связан с влажностью объемный вес скелета. При степени влажности, близкой к единице, эта связь становится настолько отчетливой, что позволяет находить величину объемного веса скелета по влажности с помощью таблиц или графиков, аналогичных показанному на рис. 28, с точностью, вполне удовлетворяющей практическим требованиям. При степени влажности $G \leq 0,80 \div 0,85$ такой прием недопустим, тем не менее (и при этом в подавляющем большинстве случаев) можно с большой степенью уверенности судить об объемном весе грунта.

Показатели прочности грунта. Чтобы раскрыть влияние вспомогательных показателей на сопротивление грунта сдвигу, удобнее всего воспользоваться выражением, предложенным Н. Н. Масловым:

$$\tau_{pW} = p \operatorname{tg} \varphi_W + \Sigma_W + c_c,$$

где τ_{pW} — сопротивление сдвигу при вертикальной нагрузке p и влажности W ;

φ_W — коэффициент внутреннего трения при влажности W ;

Σ_W — часть сцепления грунта, обусловленного водно-коллоидными связями обратимого характера, при влажности W ;

c_c — жесткое структурное сцепление необратимого характера.

Структурное сцепление в весьма малой степени зависит от влажности и плотности грунта. Именно поэтому для дочетвертичных глин, прочность которых в основном определяется структурным сцеплением, почти никогда не удается установить зависимости между сопротивлением сдвигу и влажностью или плотностью. Для грунтов, у которых c_c близко к нулю или мало по сравнению с Σ_W , такая связь проявляется отчетливо, поскольку на $\operatorname{tg} \varphi_W$ и Σ_W существенно влияет влажность.

Поскольку влажность связана с плотностью грунта, то τ_{pW} находится во взаимосвязи с объемным весом скелета и пористостью. Последнее особенно характерно для песков, естественная влажность которых мало сказывается на их сопротивлении сдвигу (это не относится к пылеватым и глинистым разностям).

Изменение сопротивления сдвигу зависит и от других показателей состава и физических свойств грунтов. Например, Н. Н. Маслов приводит график, который показывает соотношение между коэффициентом сдвига и содержанием частиц размером менее $0,005 \text{ мм}$ [43]. Известны зависимости, связывающие сопротивление сдвигу и пределы пластичности и др.

Прочность глинистых грунтов в условиях длительно действующей горизонтальной нагрузки также должна находиться в зависимости от плотности и влажности. Это подтверждается экспериментами, показывающими справедливость такого утверждения как

для скорости деформации ползучести, так и для коэффициента вязкости, для которого установлена также взаимосвязь с консистенцией глинистых грунтов [46].

Показатели деформируемости грунтов. Сжимаемость грунтов определяется характером связей между частицами, т. е. в конце концов соотношением Σ_w и c_c , и для грунтов с $\Sigma_w \gg c_c$ должна зависеть от тех же факторов, что и сопротивление сдвигу. На рис. 16—18 (гл. V) показана зависимость модуля деформации и осадки моренных отложений от их состава, влажности и консистенции. Хорошо известны соотношения между модулем деформации и коэффициентом пористости, пределами пластичности и др. Естественно, что теснота таких связей для разных грунтов неодинакова.

Показатели водопроницаемости. Основной расчетный показатель водопроницаемости — коэффициент фильтрации — определяется при прочих равных условиях составом грунта, его плотностью, характером пор, их распределением и степенью изолированности, а для несвязных грунтов — также формой и окатанностью зерен. Последнее влияет на особенности фильтрации по поверхности частиц. Все это создает трудности при выборе коэффициента фильтрации на основании его сопоставления со вспомогательными показателями. Лишь в редких случаях удается найти удовлетворительные соотношения между упомянутыми характеристиками.

Значительно более тесными подобные связи оказываются, если водопроницаемость определяется в лабораторных условиях. Это естественно, т. к. коэффициент фильтрации изучается на образцах небольшого размера, состав и свойства которых оцениваются с точностью более высокой, чем в толще грунта.

Для скальных грунтов нередко оказывается зависимость между коэффициентом фильтрации и коэффициентом трещинной пустотности.

Показатели, характеризующие поведение грунта при динамическом воздействии. Взаимосвязь расчетных показателей этой группы и вспомогательных характеристик следует рассматривать с тех же позиций, что и для сопротивления сдвигу и сжимаемости, т. е. связь в конце концов определяется характером взаимодействия между частицами грунта.

Для песков расчетные показатели, используемые для оценки динамической устойчивости, должны зависеть при одном и том же составе от плотности. Действительно, как показали исследования, критическое ускорение, коэффициент динамического уплотнения и модуль динамического уплотнения тесно связаны с плотностью песка. Так, при изменении пористости на 1% эти показатели меняются в 1,5 — 2 раза [45]. Более того, плотность является критерием качества песчаных оснований и земляных сооружений при их устройстве в сейсмических районах.

Показатели, характеризующие поведение грунта при вибрационном воздействии, также зависят от влажности. Например, ко-

эффицент вибровязкости как для песков, так и для глин имеет при некотором значении влажности ярко выраженный максимум (данные Д. Д. Баркана). Особенно хорошо влияние влажности на сопротивление сдвигу и параметры сжатия должно проявляться в глинистых грунтах, поскольку при вибрации связанная вода переходит в свободную, более равномерно распределяется по объему грунта и тем самым становится одним из наиболее важных факторов, определяющих прочность и сжимаемость.

Из приведенного краткого обзора роль вспомогательных показателей в выборе расчетных характеристик становится очевидной. Наличие или отсутствие связей должно рассматриваться в соответствии с природой расчетного показателя.

Значение показателей физико-механических свойств грунтов при проектировании различных сооружений

Количество показателей, которые используются для оценки поведения грунтов и определения их сопротивления внешним воздействиям, зависит главным образом от типа проектируемого сооружения. Ясно, что чем более сложно по своим конструктивным особенностям сооружение, чем менее постоянен режим его работы, тем больше показателей свойств грунтов приходится изучать. Ряд показателей определяется при инженерно-геологических исследованиях для любого вида строительства. К таким показателям принадлежат вспомогательные характеристики — вещественный состав и физические свойства.

Эти показатели чаще всего служат для общей оценки грунта и дают примерное представление о его поведении при приложении нагрузки или изменении напряженного состояния грунта в результате вскрытия котлована, проходки тоннеля, шахты, водоотлива и др. Некоторые показатели нужны только для проектирования определенного типа сооружений. Например, коэффициент упругого отпора используется при расчете облицовки тоннелей.

При проектировании трасс автомобильных и железных дорог знание капиллярных свойств грунтов имеет важное значение, но, как правило, мало или вообще не интересует гидростроителей. Наоборот, изменение прочности грунта во времени, которое необходимо учитывать при расчете устойчивости высокой земляной плотины, не играет существенной роли при оценке основания автомобильных дорог.

Наибольшее число показателей определяется при изысканиях для гидротехнических сооружений, что связано с их сложностью, большими размерами и ответственностью. Кроме того, при строительстве гидростанций возводятся практически все виды сооружений: жилые и промышленные здания, набережные, мосты, автомобильные и железные дороги, линии электропередач и др. Поэтому, как правило, изучаются показатели всех основных свойств грунтов.

По-другому обстоит дело при изысканиях для промышленного и гражданского строительства. Для небольших по этажности зданий определение параметров прочности не обязательно — они могут быть найдены с помощью региональных норм. Если сооружения возводятся на скальных грунтах, то обычно какие-либо эксперименты становятся излишними.

В случае применения одиночных свай необходимо знать главным образом их несущую способность. Показатели, характеризующие деформационные свойства грунтов, при определении несущей способности одиночных свай роли не играют.

При строительстве тоннелей важно изучить устойчивость грунтов и их поведение при изменении напряженного состояния в процессе проходки выработок, горное давление, развиваемое грунтом, и т. п. Если тоннель проходит в глинистых грунтах, необходимо исследовать способность их к набуханию и сопротивлению прорыву при гидродинамическом давлении воды.

Различные трубопроводы очень чувствительны к неравномерным осадкам. Поэтому основной целью исследований грунтов будет являться оценка их неоднородности, которая может быть выполнена, особенно на ранних стадиях проектирования, на основе анализа их состава и физических свойств.

При строительстве линий электропередач исследования грунтов сводятся главным образом к определению их состава и физических свойств. Характеристики прочности и деформируемости изучаются обычно только при проектировании нестандартных опор [72].

РАСЧЛЕНЕНИЕ ТОЛЩИ ГРУНТОВ НА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ СЛОИ

Последовательность и способы выделения слоев

Задача расчленения толщи грунтов на слои имеет исключительно важное значение и в значительной мере определяет выбор расчетных показателей свойств грунтов.

Под инженерно-геологическими слоями понимаются генетически однородные геологические тела, в пределах которых изменение показателей свойств грунтов является незакономерным или эти изменения несущественны с инженерно-геологической точки зрения.

Выделение слоев выполняется в несколько этапов. Первый этап проводится еще в поле на основании визуальной оценки грунта. На втором этапе привлекаются данные о геологической истории рассматриваемых отложений, что в ряде случаев имеет решающее значение как для расчленения толщи, так и для выбора расчетных показателей. Третий этап состоит в уточнении границ слоев, выделенных на предыдущих стадиях с помощью вспомогательных показателей. Если все же такой анализ не позволяет четко разграничить отдельные слои, то на четвертом этапе прибегают к математическим приемам.

Рассмотрим каждый из этапов.

I. Как уже упоминалось, выделение слоев начинается еще при осмотре обнажения, шурфа или керна скважины. На основании внешних признаков геолог проводит границы между слоями, причем при достаточном опыте такое разграничение выполняется во многих случаях весьма точно, и в дальнейшем характер разреза лишь уточняется.

Дополнительная и притом существенная информация может быть получена при наблюдениях в процессе проходки выработок (изменение скорости проходки, поглощение промывочной жидкости, провалы инструмента при бурении и т. п.). Наконец, удастся уточнить геологическое строение по данным зондирования. Во многих случаях выделению слоев способствует применение геофизических методов разведки.

Основными признаками, позволяющими выделить слои при осмотре толщи грунтов, являются: 1) состав; 2) цвет; 3) текстурные особенности; 4) включения.

1) Грунты при полевых исследованиях классифицируются по составу на основании внешних признаков. Отличия грунтов определяются обычно с достаточной точностью, и поэтому состав является

одним из главных признаков, на основании которого выделяются слои. При описании скальных и полускальных грунтов иногда допускаются ошибки в их наименованиях, но даже и в таких случаях одна разность, как правило, легко отграничивается от другой.

Несколько сложнее обстоит дело с определением названий близких по составу рыхлых грунтов (например, глинистые пески — легкие супеси, тяжелые суглинки — легкие глины и т. п.). Однако подобные ситуации встречаются сравнительно редко и не являются препятствием к выделению слоев по составу.

2) Окраска грунтов оказывает существенную помощь в расчленении толщи. Очень часто грунты, отличающиеся по составу, имеют различный цвет. Например, глинистые грунты темнее, чем песчаные, кислые изверженные породы светлее основных и т. д. С другой стороны, цвет грунтов, свидетельствуя в целом ряде случаев об условиях их формирования и существования, позволяет не только отделить слои, но и судить о свойствах грунтов. Характерным примером является переход окраски морены от бурой к серой по мере приближения к контакту с озерно-ледниковыми, современными и древними болотными отложениями. Грунтам, обогащенным органическими веществами, свойствен темный, иногда черный цвет.

В то же время следует предостеречь от преувеличения роли цвета в расчленении толщи на слои. Действительно, в ряде случаев приповерхностные горизонты в результате действия процессов выветривания меняют свою окраску. Однако подобные преобразования не обязательно влекут существенные изменения в свойствах грунта.

3) Как уже упоминалось, текстура определяет такие важные свойства, как сопротивление сдвигу, сжимаемость, водопроницаемость, а также их дирекционность. Текстурные особенности грунтов позволяют выделить слои, которые будут одинаково реагировать на воздействия, передаваемые сооружениями. Особенно важен учет текстур, связанных с условиями формирования грунта (ленточность, сланцеватость, макропористость и др.). Так, толстослоистые ленточные глины должны рассматриваться отдельно от тонкослоистых, если, конечно, такое подразделение возможно.

Выделение в отдельные слои грунтов с одной и той же текстурой может быть проведено лишь в поле и должно выполняться со всей тщательностью.

4) Включения и примеси нередко являются признаком, который помогает расчленению толщи. Ясно, что в отдельные слои должны выделяться грунты с разным содержанием крупнообломочных включений. Такие различия могут быть выявлены уже при визуальном осмотре грунта. Хорошо фиксируются наличие растительных остатков, включения таких минералов, как гипс, учет влияния которых на свойства грунтов особенно важен, если после возведения сооружения изменится гидрогеологическая обстановка в районе строительства.

Известны случаи, когда гидроокислы железа значительно улучшали свойства песков, залегающих у поверхности. Те же пески,

но лежащие на некоторой глубине, не подвергались преобразованию и поэтому отличались по своим показателям от верхнего горизонта. Очевидно, что в подобных ситуациях при выделении слоев необходимо учитывать состав и характер включений и примесей.

В заключение следует отметить, что существует еще целый ряд внешних признаков, не только помогающих в расчленении толщи, но без которых такое расчленение было бы крайне затруднительно, а подчас просто невозможно. В первую очередь к этим признакам относится трещиноватость, опираясь на изучение которой, выделяют слои в скальных и полускальных грунтах, и др.

II. Анализ истории образования и существования того или иного типа отложений может оказать большую помощь в выделении слоев. Реконструкция палеогеографической обстановки позволяет, например, представить, насколько выдержанным по глубине и по мощности, а также однородным по свойствам является изучаемая толща, насколько необходимо и целесообразно выделение отдельных прослоев, горизонтов, линз в самостоятельные слои.

Нельзя ожидать постоянства состава и физико-механических свойств у грунтов ледникового комплекса, поскольку формирование последних связано с переработкой разнообразного исходного материала. Ясно, что в моренных отложениях бессмысленно, за редким исключением, пытаться выделить слои, представленные только песком и только гравием, галькой и валунами и т. п. Наоборот, в условиях глубокого моря, где господствовал спокойный гидродинамический режим, формировались относительно однообразные по составу и свойствам глинистые отложения. Если же в дальнейшем они подвергались уплотнению (например, ледником), то это приводило к еще большему «выравниванию» свойств.

В районе Ленинграда кембрийские глины там, где они залегают на значительных глубинах от поверхности и не испытали разрушительного действия ледника, представляют собой один слой. В то же время в молодых глинистых морских образованиях свойства часто меняются по глубине, поскольку процесс формирования этих глин обычно еще не завершен.

В целом ряде случаев анализ палеогеографической обстановки дает прямой ответ на вопрос о необходимости выделения слоев. Так, в основании одной из плотин в известняках был вскрыт глинистый прослой мощностью в 10—20 см. Возникло сомнение в целесообразности отдельного рассмотрения этого прослоя. Анализ условий образования толщи известняков показал, что они формировались в условиях открытого моря, а потому прослой в них должны быть выдержанными по простиранию. В связи с этим прослой был выделен в самостоятельный слой. Последующие более детальные исследования, а также осмотр основания после вскрытия котлована подтвердили правильность принятого решения.

В другом случае было признано возможным не учитывать влияния линзы суглинка в песчаной морене, служащей основанием дамбы, исходя из особенностей образования моренных отложений.

Таблица 7

Генезис и наименование грунта	Число опреде- лений	Гранулометрический состав (в %) при диаметре частиц в мм								Влаж- ность в % Объемный вес в г/м ³
		>10	10-2	2-0,5	0,5-0,25	0,25-0,05	0,05-0,002	<0,002		
Озерно-ледниковые ленточные глины (позднеледниковые)	19	—	—	2	1	9	51	37	36	1,38
Моренные суглинки («верхняя мо- рена»)	24	—	2	3	3	18	60	14	16	1,88
Озерно-ледниковые ленточные глины (межморенные)	17	—	—	—	—	14	63	23	27	1,55
Моренные суглинки («нижняя мо- рена»)	19	—	5	7	7	21	35	25	13	1,96
Кембрийские глины	22	—	—	—	—	7	56	37	15	1,88

Устойчивость дамбы после длительного периода работы не вызывала сомнения.

Приведенные примеры наглядно показывают возможность применения метода палеогеографических реконструкций при выделении слоев.

III. Условия формирования и существования грунтов находят свое отражение в физико-механических свойствах последних. Уже давно замечено, что разные по генезису грунты отличаются по своим свойствам [10, 51 и др.]. Н. Н. Маслов еще в 1941 г. сформулировал положение, утверждающее, что «горные породы, одинаковые по своему происхождению, образовавшиеся в однородных условиях и претерпевшие одинаковые последующие изменения, должны характеризоваться одними и теми же инженерно-геологическими свойствами и показателями» [47].

Это обстоятельство позволяет использовать показатели свойств при выделении слоев. Различия в составе и физических свойствах грунтов разного генезиса и возраста, залегающих в основании устоев одного из ленинградских мостов, иллюстрируются в табл. 7 [8].

Необходимость использования показателей состава и свойств при расчленении разреза возникает особенно часто в тех случаях, когда нужно провести границу между слоями, сходными по литологическому составу. При этом нередко оказывается, что часть показателей в двух разных слоях имеет близкие значения (например, гранулометрический состав), однако рассмотрение других показателей (влажности, плотности) во многих случаях позволяет безошибочно расчленить слои.

Для некоторых генетических типов грунтов, наоборот, именно, гранулометрический состав является наиболее характерным показателем, дающим исчерпывающую информацию о положении границы между слоями. К таким грунтам относятся, например, морена и флювиогляциальные отложения. Морена отличается тем, что в ней присутствуют частицы всех размеров, которые равномерно распределены в составе грунта. Для флювиогляциальных песчаных образований характерно отсутствие в их составе глинистых частиц и незначительное содержание пылеватых фракций.

Различия в составе моренных и флювиогляциальных отложений хорошо видны из рис. 2, на котором изображены результаты опреде-

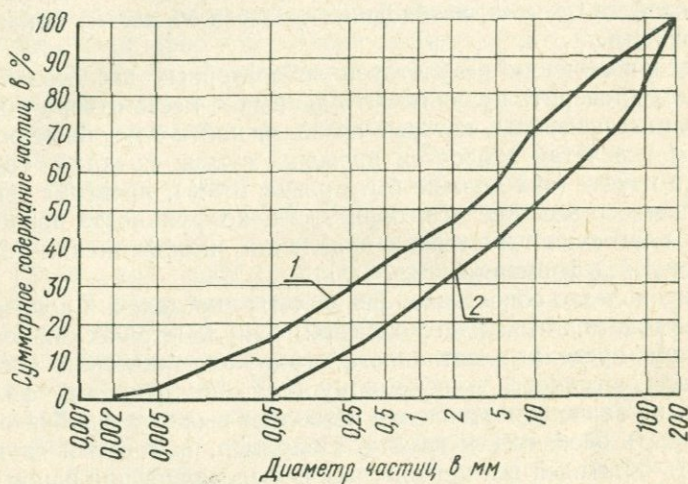


Рис. 2. Кривая гранулометрического состава образцов моренных (1) и флювиогляциальных (2) отложений

ления гранулометрического состава двух образцов, отобранных из одной и той же выработки. Возможность использования состава для расчленения этих отложений приобретает особое значение, если учесть, что они в большинстве случаев залегают совместно, резко отличаясь по водопроницаемости.

Иногда удается разграничить слои по какому-нибудь одному показателю, наиболее характерному для данного грунта. На одном из объектов были встречены глины, верхняя часть которых в 1,5—2 раза превышала по плотности нижний горизонт. При разведке не удалось четко разграничить эти горизонты. Однако анализ распределения влажности по разрезу позволил сместить границу между слоями почти на 2 м вниз, что внесло существенные коррективы в инженерно-геологическую оценку участка строительства.

Второй пример относится к суглинкам, влажность которых в естественном залегании была близка к пределу раскатывания. При полевых работах суглинки рассматривались как единый горизонт.

При обработке результатов лабораторных исследований было обращено внимание на резкие различия в удельном весе грунтов, значения которого для некоторых образцов изменялись от 2,32 до 2,67 т/м³, а для других превышали 2,70 т/м³, составляя в среднем 2,74 т/м³. В то же время числа пластичности отличались в среднем на 1%. Дальнейший анализ показал, что суглинки с малым удельным весом характеризовались высокими значениями пределов пластичности и, что самое главное, пониженной плотностью. При вторичном осмотре грунтов обнаружилось, что в них имеются разности с повышенным содержанием органических веществ, которые после этого были выделены на разрезах в отдельный слой.

Прежде чем приступить к корректировке разреза по данным изучения свойств грунтов, необходимо провести обработку показателей этих свойств.

После получения результатов лабораторных исследований необходимо проверить правильность данных о месте отбора образцов и выполнить подсчеты, которые позволят найти случайные ошибки; к таким подсчетам относятся проверка суммы фракций, содержащихся в грунте (она должна быть равна 100%), проверка вычисления объемного веса скелета, пористости, коэффициента пористости, полной влагоемкости, степени влажности, коэффициента уплотнения, модуля деформации и др.

Далее полезно сопоставить результаты определения показателей разных свойств для каждого образца: гранулометрический состав — значениям предела пластичности, гранулометрический состав и пределы пластичности — объемному весу, коэффициенту фильтрации и т. п. Такое сопоставление позволяет выявить ошибки опытов или вскрыть особенности грунта. Например, пылеватый грунт будет иметь объемный вес меньше, чем непылеватый, при одном и том же удельном весе; небольшое содержание глинистых частиц при высоких значениях числа пластичности может быть следствием наличия карбонатов в грунте.

Затем сопоставляется характеристика грунта по лабораторным данным с визуальной оценкой его состава, состояния и свойств. После этого на лабораторных бланках и в ведомостях можно проставить номер слоя, к которому данный образец был отнесен при полевых работах. В сводной ведомости результатов лабораторных исследований состава и физических свойств грунтов образцы группируются по выделенным слоям. При изысканиях для обоснования первых стадий проектирования в ведомости указывается геологический возраст грунтов данного слоя, литологический состав и номер слоя.

После выбора мест расположения сооружений результаты исследований размещаются так, чтобы можно было легко дать характеристику основания на каждом участке строительства, а для крупных сооружений — и для отдельных его частей. Результаты определения в пределах выборки удобнее располагать в порядке возрастания номеров выработок и глубин образцов.

Если данные о влажности и пределах пластичности многочисленны по сравнению с другими характеристиками грунтов, то их сводят в отдельные ведомости. При обработке результатов определения показателей механических свойств в пределах слоя группируются вместе образцы, которые испытывались по одной методике.

После того как составлены сводные ведомости показателей состава и физических свойств, проверяют правильность расчленения толщи на слои по качественным признакам. Эта проверка заключается в том, что в пределах каждого слоя для всех видов определений выделяют те результаты анализов, которые резко отличаются от основной массы. Дальнейшая задача состоит в выяснении причин появления таких образцов. Может оказаться, что появление не характерных для слоя показателей явилось следствием нарушения правил отбора проб или ошибки лабораторного опыта. В таком случае эти показатели исключаются из дальнейшего рассмотрения. Если подобные предположения не подтвердились, то положение этих образцов отмечается на геологическом разрезе или профиле опробования.

Может случиться, что образец, обладающий не характерными для данного слоя свойствами, относится к другому слою. Тогда этот образец переносится в выборку соответствующего слоя, и при этом на разрезе или профиле опробования уточняются границы между слоями. С помощью анализа положения образцов на разрезе может выясниться, что их присутствие в рассматриваемом слое объясняется наличием в последнем линз или прослоев иных литологических разностей или грунтов с другими свойствами, которые могут оказать влияние на прочность и деформируемость основания сооружений. Критерий оценки существенности такого влияния рассматривается ниже.

Если будет установлено, что присутствие обнаруженных линз или прослоев не оказывает практического влияния на условия работы основания, то их не выделяют в самостоятельный слой, а соответствующие лабораторные анализы исключают из выборки.

Весьма существенную помощь при уточнении границ слоев оказывают графики рассеяния, введенные в инженерно-геологическую практику Н. Н. Масловым. Эти графики строятся по каждому из слоев для вспомогательных показателей. Сопоставление графиков показывает, насколько характеристики свойств грунтов отличаются как по средним, так и по крайним значениям. В этих же целях используются и кумулятивные кривые, которые в ряде случаев являются даже более показательными, чем графики рассеяния.

Проверку правильности выделения слоев по количественным признакам и оценку однородности свойств и их изменчивости по глубине и простиранию целесообразно проводить на основании анализа показателей тех свойств, которые, во-первых, в наибольшей степени определяют их механические характеристики, а, во-вторых, изучаются в больших объемах. Для такого анализа прежде всего необходимо использовать профили опробования, построить графики

изменения показателей физических свойств по глубине и в плане.

На ранних стадиях проектирования исследования изменчивости свойств грунтов в плане выполняются путем нанесения значений показателей свойств на линии, совпадающие с направлением основных разрезов; на заключительных стадиях проектирования составляются аналогичные графики по осям сооружения или хотя бы по его длинным осям. В качестве показателей, которые используются для построения таких графиков, могут служить, например, для несвязных грунтов объемный вес скелета и содержание частиц крупнее 2 мм, для связных грунтов — содержание глинистой фракции, влажность, объемный вес скелета, пределы пластичности, число пластичности и др.

Весьма полезно строить совмещенные графики, на которых изображается характер изменения показателей ряда свойств, например влажности, пределов пластичности, сопротивления сдвигу, сжимаемости и др. При большом числе определений показателей состава и свойств подобные зависимости удобно строить с помощью графиков рассеяния, которые составляются для разных интервалов глубин, например через 1, 2, 3 или 5 м в зависимости от мощности изучаемого слоя.

Если окажется, что в границах слоя свойства грунта изменяются закономерно, то требуется провести дальнейшее расчленение последнего. Если проверка показывает, что для грунта характерна скачкообразная незакономерная изменчивость (по терминологии Н. В. Коломенского) или изменения несущественны с инженерно-геологической точки зрения, то можно приступить к вычислению средних значений, средних квадратичных отклонений и коэффициентов вариации. Эти расчеты проводят для тех показателей свойств, которые определяются лабораторным путем (за исключением гранулометрического состава): для удельного веса, объемного веса, естественной влажности, влажности на пределе текучести и раскатывания, сопротивления сжатию скальных и полускальных грунтов и др.

Вычислениям предшествует построение графиков рассеяния, анализ вида которых, кроме того, служит для оценки неоднородности слоя. Например, наличие на графике двух или более пиков свидетельствует о том, что в одну выборку попали образцы, относящиеся к разным слоям. График рассеяния позволяет также оценить отскоки и найти крайние значения. Кроме того, он облегчает подсчеты статистических характеристик: индивидуальное значение данного показателя и число точек, стоящее против него, т. е. частоту этого показателя, выписывают в таблицу и производят необходимые вычисления.

Среднее арифметическое значение рассчитывается по формуле

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i x_i}{n},$$

где x_i — частное значение данного показателя;
 m_i — количество частных значений данного показателя;
 n — общее число определений.

Величины, выражаемые в процентах, вычисляются с точностью до 1%, а в десятичных дробях — с точностью до второго знака.

Среднее квадратичное отклонение σ и коэффициент вариации v рассчитывают по формуле

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i (\bar{X} - x_i)^2}{n}},$$

а при $n < 30$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i (\bar{X} - x_i)^2}{n-1}};$$

$$v = \frac{\sigma}{\bar{X}} \cdot 100\%.$$

Все выкладки удобно проводить с помощью таблиц. Пример вычисления статистических характеристик для значений влажности на пределе раскатывания приведен в табл. 8.

Таблица 8

$W_p, \%$	m_i	$W_p m_i$	$W_p - \bar{W}_p$	$(W_p - \bar{W}_p)^2$	$\frac{(W_p - \bar{W}_p)^2 m_i}{\bar{W}_p}$
26	1	26	-10	100	100
27	2	54	-9	81	162
30	1	30	-6	36	36
32	3	96	-4	16	48
33	3	99	-3	9	27
34	2	68	-2	4	8
35	6	210	-1	1	6
36	8	288	0	0	0
37	6	222	1	1	6
38	2	76	2	4	8
39	5	195	3	9	45
40	3	120	4	16	48
43	1	43	7	49	49
46	1	46	10	100	100
47	1	47	11	121	121
Σ	45	1620	—	—	764

$$\bar{W}_p = \frac{1620}{45} = 36\%; \quad \sigma = \sqrt{\frac{764}{45}} = 4,12\%; \quad v = \frac{4,12}{36} = 11,4\%.$$

Первичная обработка материалов лабораторных исследований весьма трудоемка и требует, в частности, неоднократного переписывания исходных данных, что приводит к появлению ошибок.

Показатели физико-механических свойств грунтов

Ленгидропроект

Наименование лаборатории: центральная

Возраст: Q_{III}

Отдел: центра

Полевое описание грунта: суглинок моренный

Генезис: gl

Объект.....

№ наряд-заказа: 211

№ слоя: 5

Сооружение

Лабораторное описание грунта: суглинок

№ выработки: скв.1550

Дата отбора образца: 12/XII-1972г. Дата анализа физических свойств: 20/XII-1972г.

Глубина отбора в м: 23,0-23,2

Дата проведения испытаний: сдвиговых-20/XII-1972г. компрессионных:.....

Гранулометрический состав в %; размер частиц в мм

	>1000	1000-500	500-250	250-150	150-100	100-80	80-40	40-20	20-10	10-5	5-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,10	0,10-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005		
												1	1	1	2	2	22	25		
<0,005	<0,002	Способ подготовки к анализу		Метод анализа		Влажность по бюксовой методике в %	Влажность по высушиванию в %	Влажность по высушиванию в %	Объемный вес в т/м ³	Объемный вес скелета в т/м ³	Объемный вес скелета песка в т/м ³									
		арометрический	арометрический	рылового	шпалот-менного						плотного (число ударов в раб.)	насыщенного	относительная плотность	удельный вес в т/м ³	удельная плотность доли единицы	влажность за счет ледяных включений в %				
46						20		2,05	1,72							2,73				
Влажность за счет невязкой воды в %	Пористость в %	Коэффициент пористости	Степень влажности в долях единицы	Влажность в % на пределе			Число пластилинос-ти в %	Максимальная влажность в %	Оптимальная влажность в %	Оптимальная влажность в %	Водопроницаемость					Опробование на				
				тексту-рности	раска-тыва-ния	Число пластилинос-ти в %					Тип прибора	Напорный	градиент	коэффициент фильтрации в см/сек	При объеме лонг все скелета в т/м ³	Потери при прокаливании при t... в %	хлориды	сульфаты	карбонаты	
	0,37	0,59	0,93	35	20	15														

Заведующий лабораторией

Исполнитель

Давляемость уплотнения (гасы, миллуты)	Вертикальная нагрузка в кг/см ²		Влажность в %		Объемный вес в г/м ³		Предельная влажность среза	Величина горизонтальной деформации в мм	Сдвигающее усилие в кг/см ²			tg φ	C, кг/см ²	Величина ступени горизонтальной нагрузки в кг/см ²	P, кг/см	σ	e, %	
	при уплотнении	при срезе	до среза	после среза	до среза	после среза			τ макс	τ при деформации 3,5 мм	τ принятое							
144	1,0	1,0	21,6	20,1	2,09	2,09	1°24'	3,33	0,675	0,675	0,675	0,53	0,12	0,025				
144	2,0	2,0	21,2	20,9	2,11	2,11	59'	3,08	1,225	1,225	1,225			0,05				
144	4,0	4,0	21,5	19,5	2,07	2,13	58'	3,20	2,300	2,300	2,300			0,10				
До уплотнения	Влажность в %	Объемный вес в г/м ³	Влажность до среза в г/м ³	Влажность после среза в г/м ³	Средняя влажность	Средняя влажность	Время уплотнения	Уплотнение	Слоение при сжатии	Меняющиеся элементы	Влажность до уплотнения	Объемный вес в г/м ³	Объемный вес в г/м ³	Коэффициент пористости	Средняя влажность	Относительная влажность		
																	Система и площадь прибора	
После уплотнения	Условия обводнения при нагрузке																	
	Условия обводнения при разгрузке																	
	Условия насыщения при нагрузке																	
	Условия насыщения при разгрузке																	
Условия арретирования																		
Система прибора, площадь среза: Гидропресс, 40 см ²								Характеристика плоскости среза: с единичными включениями графа		Величина ступени, время выдерживания								
Условие подготовки образца										Давление предварительного обжатия в кг/см ²								
Условия предварительного уплотнения: под водой								Исполнитель										
Условия среза: без воды																		

Рис. 3. Образец перфокарты «Показатели физико - механических свойств грунтов»

		А	Б	В											А	Б	В	Г	Д	Е	Ж							
		1	2	3	1	2	1	2	4	7	1	2	4	7	1	2	3	4	5	6	7							
		Единицы			Сооруже- ние		Тысячи	Сотни				Десятки				Единицы				Глубина опробования								
		Номер слоя						Номер выработки																				
W _{оп}																							W					
γ _{оп}																												
K _ф																							γ _о					
e																							ε					
τ																							W _τ					
Л																							W _р					
П																							W _л					
Г W W _в γ _ч γ _о γ _р γ _у γ _п γ _н ε W _т W _р W _п W _м W _{оп} γ _{оп} K _ф П х с к τ e																							W _м	G	D			

Ключевая перфокарта
перфокартотеки

„Показатели физико-механических
свойств грунтов”

Условные обозначения:

Γ — гранулометрический состав;	$W_{оп}$ — оптимальная влажность;
W — влажность грунта по бюксу;	$\gamma_{оп}$ — объемный вес скелета, соответствующий $W_{оп}$;
W_B — влажность грунта валовая;	K_{ϕ} — коэффициент фильтрации;
$\gamma_ч$ — удельный вес;	Π — потери при прокаливании;
$\gamma_о$ — объемный вес;	X — наличие хлоридов;
γ_p — объемный вес скелета песка в рыхлом сложении;	C — наличие сульфатов;
γ_y — объемный вес скелета песка в уплотненном сложении;	K — наличие карбонатов;
$\gamma_{п}$ — объемный вес скелета песка в плотном сложении;	τ — сопротивление сдвигу;
γ_H — объемный вес скелета насыпного грунта;	e — сжимаемость;
ε — коэффициент пористости;	W_M — максимальная молекулярная влагоемкость;
W_T — влажность на пределе текучести;	Λ — льдистость;
W_p — влажность на пределе раскатывания;	G — степень влажности;
$W_{п}$ — число пластичности;	D — коэффициент относительной плотности

Рис. 4. Ключевая перфокарта

При большом объеме экспериментального материала эта вспомогательная работа значительно облегчается, если результаты изучения свойств грунтов заносятся на перфокарты. Это прямоугольные карточки из плотной бумаги с отверстиями (перфорацией) по краям. Наиболее употребительными являются двухрядные (т. е. с двумя рядами отверстий) перфокарты размером 204×147 мм (типа К-5). Внутренняя часть лицевой и оборотной сторон перфокарты используется для записей, а на отверстиях вырезами в соответствии с принятым кодом отмечают признаки, по которым предполагается производить поиск данных, записанных на перфокарте. Макет перфокарты типа К-5 «Показатели физико-механических свойств рыхлых грунтов» приведен на рис. 3, а ключевая карта — на рис. 4. Для кодирования взяты три ключа — прямой; ключ

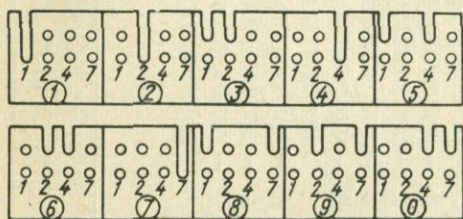


Рис. 5. Ключ 1—2—4—7

1—2—4—7 и буквенно-цифровой, которые являются бесшумными, т. е. при работе с ними сразу выпадает только нужная перфокарта. Для удобства анализа исходного материала и выполнения подсчетов кодируемые признаки разбиты на ряд групп (см. приложение 1).

При использовании прямого ключа за каждым из признаков закрепляется одна пара отверстий, и для записи этого признака делается мелкий вырез. При кодировании ключом 1—2—4—7 на четырех парах отверстий записываются цифры от 0 до 9. Цифры 1, 2, 4 и 7 отмечаются длинной вырезкой, остальные цифры представляются в виде суммы упомянутых цифр и записываются двумя короткими вырезами напротив соответствующих отверстий. Ноль изображается двумя короткими вырезами у отверстий с цифрами 4 и 7 (рис. 5).

При записи буквенно-цифровым ключом у верхнего ряда отверстий проставляются заглавные буквы русского алфавита, у нижнего — арабские цифры. Каждый признак кодируется сочетанием буквы (букв) и цифры (цифр), при этом буква изображается длинной вырезкой, а цифра — короткой.

Поиск нужных признаков, закодированных на перфокарте, осуществляется с помощью спиц.

Для этого спица вставляется в отверстие, соответствующее данному признаку, и перфокарты поднимаются. При этом те из них, на которых записан искомый признак, выпадут из пачки. Удобнее и быстрее операцию поиска проводить несколькими спицами одновременно: число спиц должно соответствовать числу прорезей. Если прорезь отвечает цифре, то спица продевается в верхнее отверстие.

Отбор перфокарт может быть произведен по любому из тех признаков или их сочетаний, для которых имеется код. Например,

можно вынуть перфокарты с данными об образцах, для которых определялись сопротивление сдвигу и максимальная молекулярная влагоемкость. Можно, например, быстро найти перфокарты, где записаны сведения об образцах, имеющих сопротивление сдвигу при вертикальной нагрузке 1 кг/см^2 от 0,21 до 0,30 кг/см^2 , естественную влажность от 56 до 60% и потери при прокаливании менее 2% и т. д.

С помощью перфокарт удастся, кроме того, установить характер зависимости между различными показателями или признаками.

IV. На заключительных этапах исследований или в том случае, если изложенные выше способы не привели к решению задачи, установление однородности слоя проводится с помощью математически обоснованного метода, предложенного Д. А. Родионовым [61]. Этот метод позволяет проверить правильность выделения слоя по совокупности признаков с помощью критерия v_k :

$$v_k = \frac{n-1}{n(n-k)k} \sum_{j=1}^m \frac{\left[(n-k) \sum_{t=1}^k x_{tj} - k \sum_{t=k+1}^n x_{tj} \right]^2}{\sum_{t=1}^n x_{tj}^2 - \frac{1}{n} \left(\sum_{t=1}^n x_{tj} \right)^2}$$

Вычисления проводятся следующим образом. На основании предварительного анализа устанавливается предполагаемое положение границы слоя. Тем самым все значения показателей по данной скважине, разрезу, слою делятся на две части, в одной из которых k значений, а в другой $(n-k)$ значений. Далее находятся суммы $k \sum_{t=1}^k x_{tj}$ и $(n-k) \sum_{t=k+1}^n x_{tj}$ значений показателей, а также квадраты этих сумм. Такие вычисления проводятся с каждым из имеющихся m показателей, после чего по приведенной выше формуле находится v_k .

Если v_k меньше допустимого для принятого уровня значимости и m степеней свободы значения критерия Пирсона χ^2 , то слой признается однородным. В противном случае гипотеза об однородности слоя опровергается опытными данными. Если границу между слоями на основании предварительного анализа провести не удастся, то приходится вычислять v_k для всех глубин отбора образцов. Может оказаться, что граница, установленная при помощи критерия v_k , является ложной. Для выяснения этого вычисляется величина v'_k :

$$v'_k = \frac{n_1 + n_2 - 1}{n_1 n_2 (n_1 + n_2)} \sum_{j=1}^m \frac{\left[n_2 \sum_{t=1}^{n_1} x_{tj} - n_1 \sum_{t=n_1+1}^{n_1+n_2} x_{tj} \right]^2}{\sum_{t=1}^{n_1+n_2} x_{tj}^2 - \frac{1}{n_1+n_2} \left(\sum_{t=1}^{n_1+n_2} x_{tj} \right)^2}$$

где n_1 — число образцов в первой из выделенных групп;
 n_2 — число образцов во второй из выделенных групп.

Граница считается ложной, если $v'_k < \chi^2$ при принятом уровне значимости и m степенях свободы. В табл. 9 приведены значения

Т а б л и ц а 9

№ образца в м	Глубина взятия образца в м	Содержание глинистых частиц M_c , %	M_c^2	Объемный вес скелета γ_c , т/м ³	γ_c^2	Естественная влажность W , %	W^2	Влажность на пределе текучести W_T , %	W_T^2
1	12,0	83	6 889	1,00	1,0000	66	4 356	57	3 249
2	13,0	72	5 184	0,96	0,9216	68	4 624	52	2 704
3	14,0	80	6 400	0,90	0,8100	75	5 625	56	3 136
4	17,0	75	5 625	1,02	1,0400	62	3 844	59	3 481
5	18,5	80	6 400	0,99	0,9801	65	4 225	61	3 721
6	19,0—19,2	66	4 356	0,86	0,7396	79	6 241	59	3 481
7	20,0—20,2	68	4 624	0,92	0,8464	71	5 041	54	2 916
8	21,0—21,2	58	3 364	0,89	0,7921	73	5 329	59	3 481
9	22,0—22,2	68	4 624	0,92	0,8464	69	4 761	57	3 249
10	26,0—26,2	61	3 721	0,96	0,9216	67	4 489	55	3 025
11	30,0—30,2	73	5 329	1,06	1,1240	57	3 249	54	2 916
12	31,0—31,2	65	4 225	1,02	1,0400	59	3 481	53	2 809
13	34,5	65	4 225	1,02	1,0400	59	3 481	48	2 304
14	36,0	67	4 489	0,99	0,9801	65	4 225	53	2 809
Σ		981	69 455	13,51	13,0830	935	62 971	777	43 281

показателей свойств морских глин, образцы которых отбирались из скважины.

Проверим однородность разреза при надежности 0,95*. В данном случае $n = 14$, $m = 4$. На основании качественного анализа трудно установить, существует ли граница вообще, а если существует, то где она проходит. Проведем первую границу между глубинами 12,0 и 13,0 м (тогда $k = 1$):

$$v_k^1 = \frac{14 - 1}{14(14 - 1) \cdot 1} \left[\frac{(13 \cdot 83 - 1 \cdot 898)^2}{69\,455 - \frac{1}{14} \cdot 981^2} + \frac{(13 \cdot 1 - 1 \cdot 12,51)^2}{13,08 - \frac{1}{14} \cdot 13,51^2} + \frac{(13 \cdot 66 - 1 \cdot 869)^2}{62\,971 - \frac{1}{14} \cdot 935^2} + \frac{(13 \cdot 57 - 1 \cdot 720)^2}{43\,281 - \frac{1}{14} \cdot 777^2} \right] = 7,21.$$

Далее выполняются подсчеты в предположении, что граница проходит между глубинами 13,0 и 14,0 м и т. д. Значения v_k^1 приведены в табл. 10. Наибольшее значение критерия (17,75) значительно превышает допустимое, которое равно 9,49. Разделив таблицу на две части по интервалу, соответствующему наибольшей величине критерия, т. е. между десятым и одиннадцатым образцами, сделаем все подсчеты для каждой из двух выделенных групп. В верхней из них (до глубины 30 м) значение критерия $v_k^{11} = 12,6$ оказалось

* Надежность 0,95 допускает ошибку в 5 случаях из 100.

№ образца	Глубина взятия образца в м	v_k^I	v_k^{II}	v_k^{III}	Средние значения показателей свойств
1	12,0	7,21	4,14	1,72	$M_c = 78\%$ $\gamma_c = 0,97 \text{ т/м}^3$ $W = 67\%$ $W_T = 57\%$
2	13,0	3,92	5,23	2,12	
3	14,0	7,04	7,35	4,61	
4	17,0	6,30	6,64	2,18	
5	18,5	9,80	12,6		
6	19,0—19,2	12,51	6,4	1,08	$M_c = 64\%$ $\gamma_c = 0,91 \text{ т/м}^3$ $W = 72\%$ $W_T = 57\%$
7	20,0—20,2	12,90	5,25	1,63	
8	21,0—21,2	13,35	2,02	0,66	
9	22,0—22,2	13,79	2,56	1,04	
10	26,0—26,2	17,75			
11	30,0—30,2	12,10	1,35		$M_c = 67\%$ $\gamma_c = 1,0 \text{ т/м}^3$ $W = 60\%$ $W_T = 52\%$
12	31,0—31,2	7,97	5,1		
13	34,5	2,78	5,1		
14	36,0				

больше допустимого, поэтому проверку однородности необходимо продолжить. В пределах каждого из трех вновь выделенных интервалов величина критерия v_k^{III} меньше допустимого значения.

Теперь осталось убедиться, что выделенные границы не являются ложными. Подсчитаем v_k^I для групп образцов с 1 по 5 и с 6 по 10. Здесь $n_1 = 5$; $n_2 = 5$:

$$v_k^I = \frac{9}{5 \cdot 5 \cdot 10} \left[\frac{(5 \cdot 390 - 5 \cdot 321)^2}{51187 - \frac{1}{10} \cdot 711^2} + \frac{(5 \cdot 4,87 - 5 \cdot 4,55)^2}{8,898 - \frac{1}{10} \cdot 9,42^2} + \frac{(5 \cdot 336 - 5 \cdot 359)^2}{48535 - \frac{1}{10} \cdot 695^2} + \frac{(5 \cdot 285 - 5 \cdot 284)^2}{32443 - \frac{1}{10} \cdot 569^2} \right] = 12,1.$$

Критерий для оценки правильности выделения границы между второй и третьей группами равен 17,0. Таким образом, оба значения v_k^I превышают допустимую величину $\chi^2 = 9,49$. Следовательно, по критерию Д. А. Родинова, глины в скважине нужно разделить на три однородных в статистическом смысле горизонта.

В последней графе табл. 10 приведены средние значения показателей для каждого из трех горизонтов, которые указывают на целесообразность такого расчленения и с инженерно-геологической точки зрения. Следует отметить, что использование для подсчета критерия v_k в данном примере только трех показателей естественной влажности, объемного веса скелета и влажности на пределе текучести привело к тому же результату, т. е. к выделению трех горизонтов.

Необходимо иметь в виду, что выделение слоев во многих случаях производится настолько уверенно, что не нуждается в дополнительной проверке. С другой стороны, границы слоев, выделенные по статистическому признаку, не всегда существуют с инженерно-геологической точки зрения. Выше упоминалось, что линза или прослой рассматриваются и оцениваются самостоятельно в том

случае, если они оказывают влияние на работу сооружения. Вопрос о выделении линзы или прослоя в отдельный слой решается с учетом всех материалов инженерно-геологических изысканий и особенностей конструкции и работы сооружения.

Для приближенной оценки можно воспользоваться следующими соотношениями. Если модуль деформации слоя E_c и коэффициент сдвига $\text{tg } \psi_c$ больше модуля деформации и коэффициента сдвига линзы или прослоя E_l , $\text{tg } \psi_l$, то при

$$\frac{H_{\text{акт}}}{h_l} \geq 10; \frac{E_l}{E_c} \geq 0,5; \frac{z_{\text{акт}}}{z_l} \geq 10; \frac{\text{tg } \psi_l}{\text{tg } \psi_c} \geq 0,5$$

наличие линзы или прослоя не вносит существенных изменений в работу сооружения. Здесь $H_{\text{акт}}$ — мощность активной зоны основания; h_l — мощность линзы (прослоя); $z_{\text{акт}}$ — ширина активной зоны под сооружением; z_l — длина линзы (прослоя) в рассматриваемом сечении.

При $E_c < E_l$ и $\text{tg } \psi_c < \text{tg } \psi_l$ линза или прослой не оказывают влияния на работу основания, если выполняются следующие условия:

$$\frac{H_{\text{акт}}}{H_l} \geq 10; \frac{E_l}{E_c} \leq 2; \frac{z_{\text{акт}}}{z_l} \geq 10; \frac{\text{tg } \psi_l}{\text{tg } \psi_c} \leq 2.$$

Оценка однородности инженерно-геологических слоев

До последнего времени вопросы однородности решались путем рассмотрения ряда показателей состава и свойств и отбрасывания некоторого количества крайних значений, после чего слой признавался однородным. При этом исключению подвергалось обычно 10% от общего числа исследованных образцов, которые тем самым относились к нетипичным для данного слоя.

Очевидно, что подобный метод отличается субъективностью (количество отбрасываемых значений определяется исполнителем в зависимости от его точки зрения на этот вопрос) и не позволяет сопоставить однородность разных слоев. Поэтому в последнее время было предложено несколько критериев однородности, учитывающих естественную изменчивость грунтов и использующих существующие статистические оценки однородности. Все критерии опираются на результаты анализа вспомогательных показателей, которые обычно определяются в больших количествах (по сравнению с расчетными показателями) и достаточно полно отражают степень однородности грунтов.

Рассмотрим существующие критерии однородности слоя грунта.

Как известно, однородность статистического ряда оценивается его средним квадратичным отклонением и коэффициентом вариации. Для характеристики однородности грунта в инструкции по установлению расчетных показателей рекомендуется использовать коэффициент вариации. При коэффициенте вариации, меньшем или

равном 30%, грунт предлагается считать однородным, при коэффициенте вариации больше 30% — разнородным [60]. Подобная оценка используется при характеристике бетона, но для грунтов она неприемлема, так как для разных показателей коэффициент вариации оказывается резко различным. Поэтому однородный грунт может иметь коэффициент вариации для одного показателя меньше 30%, а для другого — больше 30%. Это обстоятельство побудило И. Илиева [93] классифицировать показатели свойств грунтов по степени изменчивости (табл. 11).

Таблица 11

Степень изменчивости	Коэффициент вариации в %	Показатели	Грунты
Малоизменчивые	< 10	Удельный вес	Все виды грунтов
		Объемный вес	Почти все виды грунтов
		Пористость	Аллювиальные, делювиальные, озерные глины, галечники, пески
Среднеизменчивые	10—20	Влажность; влажность на пределе пластичности Количество пылеватых частиц Угол внутреннего трения	Глинистые грунты
		Угол естественного откоса	Пески
Сильноизменчивые	> 20	Прочность на сжатие в сухом, водонасыщенном состоянии и после 25-кратного замораживания; водопоглощение	Большинство скальных грунтов
		Гранулометрический состав	Озерные и речные галечники и пески
		Влажность на пределе текучести Песчаная фракция Глинистая фракция	Глинистые грунты

М. М. Максимов для оценки однородности использовал показатель неоднородности, численно равный отношению среднего квадратичного отклонения к допускаемой ошибке парного определения,

т. е. к допустимой разнице между значениями основного и контрольного определений [36].

Показатель неоднородности как критерий неоднородности слоя обладает теми же недостатками, что и коэффициент вариации. Е. Н. Коломенский рекомендует в качестве показателя неоднородности принять частное от деления среднего квадратичного отклонения на абсолютную величину разности среднего значения показателя к ближайшему к нему краевому значению классификационного интервала, под которым понимается «интервал значений показателя, предусмотренный СНиП и принятыми в практике классификациями при разбивке породы на классы» [36].

Подобный метод оценки однородности носит условный характер, так как краевые значения классификационных показателей, в том числе приведенные в СНиП, теоретически не обоснованы. С другой стороны, для одних показателей, таких, как удельный вес, объемный вес, влажность, пределы пластичности и другие, общепринятые классификации отсутствуют, а для других существует несколько классификаций. Так, пески могут попасть в одну группу по однородности, если воспользоваться табл. 13-а СНиП II-Б. 1—62* (см. «Бюллетень строительной техники», 1966, № 6), и совсем в другую группу, если классифицировать их по коэффициенту пористости в соответствии с табл. 2 того же СНиП. Следует также отметить, что показатель однородности зависит от того, для какого свойства он определяется.

Наиболее естественной представляется оценка однородности слоя грунта по комплексу показателей, которые определяются в больших количествах и тем самым позволяют полно охарактеризовать слой.

Обработка результатов многочисленных исследований грунтов, слагающих слои, которые выделялись при инженерно-геологических исследованиях для гидротехнического строительства в разных районах СССР, позволили подсчитать коэффициенты вариации для различных показателей. Для предварительных оценок слой можно считать однородным, если коэффициенты вариации значений удельного веса, объемного веса, влажности и пределы пластичности не превосходят значений, приведенных ниже:

	Предельные значения v , %
удельный вес	1
объемный вес	3
естественная влажность	20
влажность на пределе текучести и раскатывания	20

Для первичной проверки однородности слоев, залегающих в основании промышленных и гражданских зданий и сооружений в Ленинграде, В. М. Фурса предлагает использовать предельные отклонения значений показателей от их среднеарифметических значений (табл. 12) [32].

Наименование и характеристика грунта	Показатель	Предельные отклонения значений по- казателя от среднеариф- метического значения
Песчаный, плотный Песчаный, средней плотности Глинистый, $B < 0,5$	Коэффициент пористости	$\pm 0,10$
	То же	$\pm 0,15$
	Показатель консистенции	$\pm 0,15$
	Естественная влажность	$\pm 15\%*$
	Коэффициент пористости	$\pm 15\%*$
Глинистый, $B \geq 0,5$	Показатель консистенции	$\pm 0,25$
	Естественная влажность	$\pm 15\%*$
	Коэффициент пористости	$\pm 15\%*$
Песчаный и глинистый с рас- тительными остатками	Потери при прокаливании	$\pm 15\%*$

* В относительных процентах от среднеарифметического значения.

На более поздних стадиях исследований можно пользоваться следующим критерием однородности. Слой грунта, выделенный при изысканиях, может считаться однородным, если одновременно выполняются условия однородности как суммарно по всем основным показателям физических свойств, так и по каждому из них. С этой целью в качестве критерия однородности может быть использована величина

$$K = \frac{\sigma}{\Delta},$$

где Δ — абсолютная величина максимальной разности среднего \bar{X} и крайнего $x_{кр}$ (минимального или максимального) значений.

Если исходить из того, что значения, превышающие утроенное среднее квадратичное отклонение, не принадлежат к выборке данного слоя, то однородный в той или иной степени слой должен иметь значения K для каждого показателя не более 0,33. Однако, как это уже подчеркивалось, поскольку однородность разных показателей неодинакова, то общая неоднородность слоя оценивается общим коэффициентом однородности K_0 , который представляет собой сумму коэффициентов однородности отдельных показателей. Этот коэффициент рекомендуется вычислять для четырех показателей — объемного веса K_{γ_0} , естественной влажности K_W , пределов пластичности K_{W_T} и K_{W_P} :

$$K_0 = K_{\gamma_0} + K_W + K_{W_T} + K_{W_P}.$$

Чем больше рассматривается частных значений коэффициентов однородности, тем меньше вероятность включения в данный слой величин показателей, не относящихся к исследуемому слою.

Коэффициент однородности резко реагирует на значения, отличающиеся от типичных для слоя, и показывает, какие из них подлежат исключению или требуют дополнительного анализа. Коэффициент общей однородности может использоваться также для сравнения разных слоев.

По величине частного и общего коэффициентов однородности грунты классифицируются в соответствии с табл. 13.

Таблица 13

Степень однородности	Максимальная разность среднего и крайнего значений показателей	Коэффициент однородности	
		для отдельных показателей	общий
Весьма однородные	$\Delta < \sigma$	$K > 1$	$K_0 > 4$
Однородные	$\sigma < \Delta < 2\sigma$	$0,5 < K < 1$	$2 < K_0 < 4$
Относительно однородные	$2\sigma < \Delta < 3\sigma$	$0,33 < K < 0,5$	$1,3 < K_0 < 2$
Неоднородные	$\Delta \geq 3\sigma$	$K < 0,33$	$K_0 < 1,3$

Характеристика однородности моренных суглинков и супесей приведена в табл. 14, а грунтов различных генетических типов — в табл. 15.

Следует, однако, отметить, что оценка однородности с помощью способов, изложенных выше, является скорее геологической, чем инженерно-геологической, поскольку грунт рассматривается вне его взаимодействия с сооружением. Методы же оценки однородности грунта с учетом его взаимодействия с сооружением пока не известны.

Таблица 14

Участок	K_{γ_0}	K_W	K_{W_T}	K_{W_P}	K_0	Степень однородности грунта
Суглинки						
Архангельск	0,50	0,33	0,35	0,31	1,49	Относительно однородный
Няндама	0,40	0,60	0,40	0,70	2,10	Однородный
Пинега	0,44	0,50	0,30	0,53	1,77	Относительно однородный
Икса	0,33	0,25	0,30	0,28	1,16	Неоднородный
Вологда	0,50	0,33	0,34	0,20	1,37	Относительно однородный
Супеси						
Светлогорск	0,33	0,33	0,33	0,50	1,49	Относительно однородный
Гомель	0,57	0,35	0,67	1,00	2,59	Однородный
Новгород	0,33	0,68	0,50	0,33	1,84	Относительно однородный

Район	Литологический состав	Геологический возраст	K_{γ_0}	K_W	K_{WT}	K_{WP}	K_0	Степень однородности грунта
Ленинград	Глина	$Ст_1$	0,70	0,64	0,38	0,67	2,39	Однородный То же
Река Кама	То же	P_2	0,70	0,58	0,70	0,55	2,53	
Донбасс	»	Tr	0,43	0,38	0,40	0,38	1,59	
Река Нарва	Ленточные глины	Q_{II-III}	0,52	0,38	0,48	0,47	1,85	Относительно однородный То же
Река Нева	То же	То же	0,44	0,32	0,34	0,62	1,72	
Ленинград	»	Q_{III}	0,62	0,66	0,62	0,80	2,70	Однородный То же
Река Кама	Суглинки аллювиальные	То же	0,73	0,80	0,83	0,80	3,16	

Очевидно, что грунт может считаться абсолютно однородным, например в отношении сжимаемости, при условии, что деформации частей сооружения, располагающихся на разных участках одного и того же слоя, отличаются не более чем на погрешность самого расчета этих деформаций. Так, если на слой передается нагрузка 5 кг/см^2 , то при модуле деформации от 95 до 105 кг/см^2 осадка грунта будет варьироваться в пределах 10% от ее среднего значения, т. е. не будет выходить за пределы точности расчета. Следовательно, если модуль деформации слоя изменяется от 95 до 105 кг/см^2 , то грунт для сооружения, передающего на основание указанную нагрузку, может считаться по сжимаемости абсолютно однородным.

Покажем, как может быть оценена однородность слоя грунта при расчете оснований по предельным состояниям [70].

Нагрузка по подошве фундамента согласно СНиП II-Б.1—62 * не должна превышать величины

$$R^H = (Ab + Bh) \gamma_0 + Dc^H,$$

где A, B, D — коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения;

b — меньшая сторона подошвы фундамента;

h — глубина заложения фундамента;

γ_0 — объемный вес грунта;

c^H — нормативное значение сцепления.

Рассмотрим два случая: 1) $\varphi = \text{const}$; 2) $c = \text{const}$. Тогда допустимая ошибка определения величины отклонения нормативного давления оказывается зависящей от ошибки определения только одного показателя.

Из основных формул теории ошибок следует, что для указанных выше вариантов относительная ошибка равна

$$1) \frac{\Delta R^H}{R^H} = \frac{\Delta \gamma_0}{\gamma_0}; \quad 2) \frac{\Delta R^H}{R^H} = \frac{\Delta c^H}{c^H}.$$

Как известно, осадка фундамента рассчитывается по формуле

$$S = \frac{p}{E} f(\alpha_i, h_i),$$

где p — нагрузка, передаваемая сооружением на основание; обычно $p = R^H$;

α_i — коэффициент изменения дополнительного давления в i -м слое грунта;

h_i — толщина i -го слоя грунта.

Исходя из изложенного, получаем

$$\frac{\Delta S}{S} = \frac{\Delta p}{p}$$

и находим выражения для подсчета ошибок значений объемного веса и сцепления:

$$\Delta \gamma_0 = \gamma_0 \frac{\Delta p}{p} = \gamma_0 \frac{\Delta S}{S};$$

$$\Delta c = c \frac{\Delta p}{p} = c \frac{\Delta S}{S}.$$

Теперь задача сводится к нахождению величины допустимой погрешности расчета осадки. Точность инженерного расчета, в том числе и величины осадки, не превышает 10%. Это значение можно принять в качестве относительной погрешности определения осадки S . Тогда имеем

$$\Delta \gamma_0 = 0,1 \gamma_0; \Delta c = 0,1c.$$

Угол внутреннего трения влияет одновременно на все три коэффициента A , B , D , поэтому оказалось значительно проще путем подсчетов установить, что при погрешности в значении угла внутреннего трения, равной $0,5 - 1^\circ$, относительная ошибка величины нормативного давления не превышает $5 - 10\%$.

Пусть, как и раньше, $p = \text{const}$. Тогда из формулы для расчета осадки легко получить выражение для оценки ошибки определения модуля деформации

$$\frac{\Delta E}{E} = \frac{\Delta S}{S}, \text{ или (см. выше) } \Delta E = 0,1E. \quad (1)$$

По данным лабораторных исследований модуль деформации определяется по формуле

$$E = \frac{1 + \varepsilon}{a},$$

где ε — коэффициент пористости грунта;

a — коэффициент сжимаемости.

Используя принцип равных влияний, известный из теории ошибок, и принимая во внимание выражение (1), имеем:

$$\Delta a = 0,5a \frac{\Delta E}{E} = 0,5a \frac{\Delta S}{S};$$

$$\Delta \varepsilon = 0,5(1 + \varepsilon) \frac{\Delta E}{E} = 0,5(1 + \varepsilon) \frac{\Delta S}{S}.$$

Приведем несколько примеров подсчета ошибок нормативного давления и модуля деформации:

$$1) \varphi = 28^\circ; c = 2 \text{ т/м}^2; \gamma_0 = 2,18 \text{ т/м}^3; b = h = 1 \text{ м};$$

$$R^H = (0,98 \cdot 1 + 4,93 \cdot 1) \cdot 2,18 + 7,4 \cdot 2 = 2,77 \text{ кг/см}^2;$$

$$\Delta \gamma_0 = 0,1 \cdot 2,18 = \pm 0,22 \text{ т/м}^3; \Delta c = 0,1 \cdot 2 = \pm 0,2 \text{ т/м}^2.$$

Принимая во внимание различные сочетания знаков, получим, что наименьшее значение нормативного давления составит $2,61 \text{ кг/см}^2$, а наиболь-

шее — $2,93 \text{ кг/см}^2$. Таким образом, абсолютная ошибка в определении нормативного давления равна $0,16 \text{ кг/см}^2$, а относительная погрешность $5,8\%$.

$$2) \varepsilon = 0,52; a = 0,007 \text{ см}^2/\text{кг}; E = 217 \text{ кг/см}^2;$$

$$\Delta a = 0,5 \cdot 0,007 \cdot 0,1 = \pm 0,0003 \text{ см}^2/\text{кг};$$

$$\Delta \varepsilon = 0,5 \cdot 1,52 \cdot 0,1 = \pm 0,08.$$

Тогда $E = \frac{1 + (0,52 \pm 0,08)}{0,007 \pm 0,0003}$. Значения модуля деформации по комбинации различных знаков составляют 198, 219, 219, 239 кг/см^2 . Наибольшая абсолютная ошибка в этом случае (21 кг/см^2) соответствует относительной ошибке 10% , в то время как наименьшая относительная ошибка равна всего 1% . Таким образом, даже самое невыгодное сочетание знаков погрешностей коэффициента пористости (максимальное значение) и коэффициента сжимаемости (минимальное значение) не выводят ошибку в определении модуля деформации за пределы допускаемой.

Для однородного основания, не требующего проверки на неравномерность осадки фундамента, погрешность в определении модуля деформации может быть более высокой.

Представим формулу для расчета осадки в виде

$$S = \frac{\sum_{i=1}^n p_i h_i \beta}{E} = \frac{\Phi}{E},$$

где p_i — полусумма вертикальных напряжений, возникающих на верхней и нижней границах i -го слоя грунта мощностью h_i от веса сооружения;

β — безразмерный коэффициент.

Очевидно, что для постоянного значения Φ ошибка в расчете осадки фундамента будет зависеть только от погрешности определения модуля деформации.

Тогда

$$S \pm \Delta S = \frac{\Phi}{E \pm \Delta E}.$$

Для наименее благоприятного случая

$$\Delta S = \frac{\Phi}{E - \Delta E} - \frac{\Phi}{E} = S \frac{\Delta E}{E - \Delta E},$$

откуда

$$\Delta E = \frac{E}{1 + \frac{\Delta S}{S}}.$$

Согласно требованиям СНиП, максимально допустимая средняя осадка фундаментов промышленных и гражданских зданий и сооружений составляет $8-10 \text{ см}$. При точности определения этой величины $\pm 0,5 \text{ см}$ относительная ошибка равна $5-6\%$, что вполне допустимо. При модуле деформации 217 кг/см^2 и $\Phi = 120 \text{ кг/см}$ осадка $S = 0,55 \text{ см}$. Если принять $\Delta S = \pm 0,5 \text{ см}$, то точность определения модуля деформации

$$\Delta E = \frac{217 \cdot 0,5}{0,55 \pm 0,5} = \pm 103 \text{ кг/см}^2.$$

На рис. 6 представлено соотношение между осадкой и модулем деформации E для значений Φ от 100 до 1000 кГ/см , т. е. для всех практически возможных случаев. Из рис. 6 следует, что при $\Phi \leq 200 \text{ кГ/см}$ и $E \geq 200 \text{ кГ/см}^2$ осадка фундамента будет меньше 1 см , а при $E \geq 300 \text{ кГ/см}^2$ она оказывается меньше 0,5 см , т. е. ниже требуемой точности расчета.

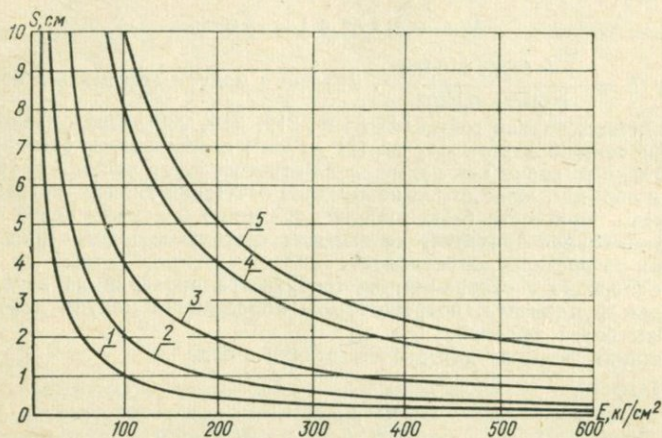


Рис. 6. Зависимость осадки от величины модуля деформации при значениях $\Phi = \sum_{i=1}^n p_i h_i \beta$

$$\Phi = \sum_{i=1}^n p_i h_i \beta$$

1 — 100 кГ/см ; 2 — 200 кГ/см ; 3 — 400 кГ/см ; 4 — 800 кГ/см ; 5 — 1000 кГ/см .

Таким образом, слой грунта может считаться абсолютно однородным в отношении сжимаемости, если показатели физико-механических свойств грунтов изменяются в пределах (от средних значений):

объемный вес	$\pm 0,1 \gamma_0$
коэффициент пористости	$\pm 0,05 (1 + \varepsilon)$
коэффициент сжимаемости	$\pm 0,05 a$
модуль деформации	$\pm 0,1 E$
сцепление	$\pm 0,1 c$
угол внутреннего трения	$\pm 0,5^\circ$

Ясно, что требования, предъявляемые в рассмотренном случае к однородности, весьма жесткие.

Особенности выделения слоев в грунтах различного происхождения

Изменчивость физико-механических свойств грунтов в плане и по глубине существенным образом влияет на расчленение разреза. В то же время степень неоднородности грунтов находится в прямой зависимости от их происхождения, условий образования и существования. Ниже рассматриваются особенности выделения слоев в грунтах разного происхождения.

Морские отложения слагают основную часть разреза дочетвертичных образований. В связи с этим морские отложения по физико-

механическим свойствам резко различаются в зависимости от возраста. Так, влажность нижнекембрийских глин составляет 10—11%, а иольдиевых глин достигает 100% и более. Тем не менее сходство условий образования объясняет многие общие черты морских отложений.

Д. В. Наливкин в зависимости от глубины отложения осадка подразделяет морские отложения на прибрежные и глубоководные. Прибрежные глинистые грунты формируются в заливах, лагунах, лиманах и других изолированных участках моря, характеризующихся сравнительно небольшой глубиной и отсутствием сильного волнения. Прибрежные отложения отличаются изменчивостью литологического состава, а следовательно, и свойств как по глубине, так и по простираанию. Нередко глины содержат линзы и прослойки песков, а иногда гравия и гальки. В целом прибрежные глинистые грунты отличаются меньшей прочностью и большей деформируемостью по сравнению с глубоководными отложениями.

При выделении слоев в глинистых грунтах необходимо обращать внимание на строение толщи, особенно на прослойки, обогащенные органическими веществами. Такие прослойки фиксируются как по темной окраске, так и по свойствам, которые отличаются от свойств основной толщи глинистых грунтов низкими значениями удельного веса и плотности и повышенной влажностью. Все линзы и прослойки должны анализироваться с точки зрения их влияния на работу сооружения с тем, чтобы избежать необоснованного дробления разреза.

Состав прибрежных песчаных отложений изменяется по мере удаления от береговой линии в открытое море. Вблизи от берега пески нередко отличаются диагональной слоистостью, наличием глинистых прослоек, растительных остатков, часто скоплением битого ракушечника. В зоне прибрежных пески хорошо отсортированы и обладают довольно плотным сложением. В более глубоких частях моря они обычно тонкозернисты и часто содержат прослойки глины.

При оконтуривании слоев в песках второй группы особых осложнений не возникает. Что касается первой и главным образом третьей группы, то здесь необходимо попытаться выделить участки, отличающиеся по составу от основной толщи грунта. При этом следует иметь в виду, что из-за неоднородности песков и отсутствия удовлетворительных средств для отбора проб, позволяющих получить образцы ненарушенного сложения, использование результатов лабораторных исследований для расчленения толщи не всегда приводит к успеху.

Глубоководные глинистые и песчаные отложения значительно более однородны по составу и свойствам, чем прибрежные образования. Тем не менее грунтам, сформировавшимся в условиях больших глубин, также свойственна неоднородность, обусловленная строением морского дна, изменчивостью гидродинамического режима бассейна, изменением во времени состава сносимого с суши обломочного материала и др. Для сооружений с небольшой

площадью основания и ограниченной по мощности активной зоной можно неоднородностью морских глубоководных грунтов пренебречь, однако если строится крупное сооружение, это обстоятельство может стать весьма значимым.

Верхняя часть разреза глинистых грунтов нередко отличается по составу и свойствам от нижележащих горизонтов. Эти изменения связаны с процессами выветривания, криогенеза, трещинообразования, неоднородностью состава и свойств и т. д. Выветривание более древних глинистых грунтов приводит к их разупрочнению и разрушению. При выветривании молодых глинистых отложений на их поверхности образуется «корка», в пределах которой грунт более плотен, прочен, менее влажен и сжимаем, чем ниже этой «корки» (табл. 16).

Таблица 16

Глубина в м	Влажность в %	Объемный вес в т/м ³	Объемный вес скелета в т/м ³	Пористость в %	Коэффициент пористости	Коэффициент внутреннего трения	Сцепление в кг/см ²	Относительное сжатие в % в интервале нагрузок от 0 до 2 кг/см ²
0—2,5 («Корка»)	50	1,71	1,14	59	1,41	0,27	0,14	4,0
2,5—16	75	1,54	0,88	68	2,12	0,13	0,14	8,8

Нередко в основании разреза встречается третий горизонт, отличающийся большей плотностью по сравнению со вторым горизонтом (рис. 7). По данным Ф. В. Котлова, карбонатность оксфордских глин района Москвы увеличивается с глубиной, изменяя свойства таких грунтов (табл. 17) [38].

Таблица 17

Содержание карбонатов в %	Естественная влажность в %	Коэффициент пористости	Показатель консистенции	Число определений
0—5	60	1,63	0,48	4
5—10	58	1,38	0,46	6
10—15	51	1,45	0,37	4
15—20	50	1,38	0,03	4

Эти особенности морских отложений надо учитывать при выделении слоев. В таких случаях важную роль играют результаты исследований свойств грунтов, показатели которых помогают четко проводить границу между слоями. В качестве примера на рис. 7 показано изменение влажности четвертичных глин. Видно, что

в толще грунтов выделяются три слоя: первый на глубине от 1 до 4—5 м, второй — от 5 до 18 м, третий — от 18 до 21 м.

Очень резко варьируются по разрезу свойства илов. В приповерхностных горизонтах влажность илов в 3—4, а иногда и в большее число раз выше, чем на глубине 3,5 — 4,0 м. В таких же соотношениях находится и прочность грунта [56]. Очевидно, что это необходимо учитывать при выделении слоев.

Элювиальные отложения. Состав и свойства элювия определяются, с одной стороны, материнскими породами, а с другой — климатом, геоморфологией и другими условиями. В разрезе элювиальных отложений выделяют четыре зоны (снизу вверх): монолитную, глыбовую, крупнообломочную и тонкого дробления, которые отличаются по своему вещественному составу и свойствам [35]. В природных условиях могут встречаться не все зоны, а лишь некоторые из них, часто только одна.

Основной особенностью элювиальных отложений является разнородность их минерального и гранулометрического состава, определяющая неоднородность свойств. Разные по физико-механическим свойствам грунты распределены по разрезу неравномерно, что в ряде случаев приводит к необходимости считать определяющими в толще элювия наиболее слабые разности.

Следует иметь также в виду, что на контакте с коренными породами элювиальные, сильно раздробленные отложения нередко обводнены. Исследование элювиальных образований, представленных крупными обломками, затруднительно по техническим причинам. Поэтому особое значение при выделении слоев приобретает описание обнажений и горных выработок.

Делювиальные отложения образуются в результате смыва текучими водами со склонов продуктов выветривания. Такие условия образования служат причиной значительной неоднородности делювия как по составу, так и по свойствам. Литологически делювиальные отложения чаще всего представлены суглинками и супесями, нередко содержащими много крупнообломочных включений. Этот материал часто образует прослой и линзы, усугубляя неоднородность толщи. Иногда вниз по склону и в вертикальном направлении состав делювия изменяется от крупнозернистого до мелкозернистого [84].

Особенности выделения слоев в делювиальных и элювиальных отложениях аналогичны. Однако для делювия характерна

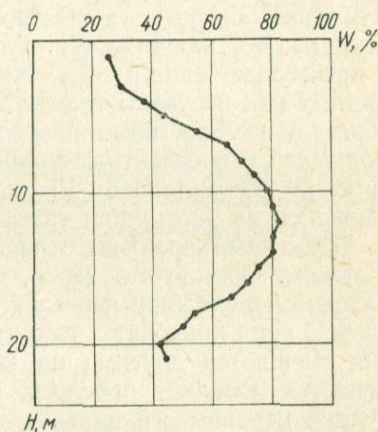


Рис. 7. Изменение влажности морских четвертичных глин по глубине

особенность, которую необходимо учитывать при расчленении разреза. При изменении влажностного режима толщи делювия, что может произойти, например, при наполнении водохранилища, возможно резкое снижение устойчивости делювиальных масс. Поэтому при оценке делювия в таких случаях необходимо различать характеристики грунта в условиях естественного залегания и после насыщения его водой и целесообразно выделять в отдельные слои горизонты, которые будут находиться в разных условиях после подъема уровня грунтовых вод.

Аллювиальные отложения. Большинство исследователей выделяет в аллювии три фации — русловую, пойменную и старичную. Русловые образования обычно представлены песками, иногда галечниками и валунниками. Глины и суглинки встречаются редко и преимущественно в виде тонких линз и прослоев. В долинах равнинных рек на участках заиляющихся плесов глинистый материал образует выдержанные прослои небольшой мощности. В районе Волжской гидроэлектростанции им. В. И. Ленина мощность таких прослоев составляла 5—15 см, причем отдельные из них прослеживались на расстоянии свыше 100 м [12].

Пойменный аллювий отличается разнородным литологическим составом. Обычно это пески, супеси, суглинки и глины, которые находятся в сложном переслаивании. Постоянно изменяющаяся динамика реки приводит к тому, что одни разности пойменного аллювия сменяются другими на коротких отрезках, при этом резко меняется мощность прослоев, происходит их выклинивание, образуются неровные границы.

Старичные отложения представлены, как правило, илами, реже мелко- и тонкозернистыми глинистыми песками. Эти образования сильно загрязнены органическими веществами, содержат линзы и прослои торфа. Часто старичные образования сами залегают среди отложений поймы. Они сильносжимаемы и обладают низкой прочностью. Представление о составе и свойствах старичных грунтов дает табл. 18 [12].

Из табл. 18 видно, что свойства старичных грунтов в разрезе неоднородны. Эта неоднородность связана с физико-химическими процессами, которые наиболее интенсивно протекают в верхних горизонтах. Илы обладают структурной прочностью, которая затрудняет их уплотнение и упрочнение под весом сооружения. Об этом свидетельствуют, в частности, результаты наблюдений за старичными образованиями, оставленными в основании земляной плотины Волжской гидроэлектростанции (табл. 19) [12].

Очевидно, что такую особенность пойменных образований необходимо учитывать при оценке их свойств и расчленении разреза. Исследования Ю. И. Панова и С. Н. Егорова показали, что состав и свойства старичных грунтов зависят от их приуроченности к разным элементам поймы. Например, в одновозрастных глинистых грунтах, залегающих в приречной и центральных частях поймы, пластичность, плотность и прочность оказались разными. Сопротив-

Глубина в м	Влажность в %	Объемный вес в T/M^3	Объемный вес скелета в T/M^3	Влажность в % на пределе		рН суспензии	Число определений
				текучести	раскатывания		
0,5—1	61	1,57	0,98	102	38	5,01	4
1—2	144	1,53	0,55	165	46	7,4	6
2—3	143	1,53	0,55	161	49	7,6	6
3—4	139	1,33	0,56	141	50	7,64	3
4—5	150	1,32	0,53	159	56	7,67	7
5—6	160	1,28	0,50	176	68	7,66	4
6—7	150	1,31	0,53	158	59	7,58	6
7—8	137	1,34	0,58	150	52	7,59	5
8—9,5	136	1,34	0,57	154	56	7,65	5

Таблица 19

Время отбора проб	Средние значения		Среднеминимальные значения		Количество проб
	tgφ	c, кг/см ²	tgφ	c, кг/см ²	
До начала строительства (1954 г.)	0,06	0,26	0,04	0,18	32
Ноябрь 1955 г.	0,07	0,20	0,05	0,14	22
Июль 1961 г.	0,11	0,34	0,06	0,21	67

ление сдвигу первых в два раза превышало показатели прочности последних [12].

Таким образом, при расчленении толщи аллювия на слои необходимо учитывать особенности его строения. Принимая во внимание то, что эти особенности существенно сказываются на составе и свойствах аллювиальных отложений, большую помощь в выделении слоев оказывает анализ показателей их состава и свойств.

Лёссовые грунты. К ним относятся собственно лёссы и лёссовые грунты. Лёссы отличаются высоким содержанием пылеватых частиц (до 50—70%), макропористостью, нередко большим содержанием солей, легкой размываемостью и размокаемостью, просадочностью при увлажнении. Лёссы окрашены в светлые тона (палево-желтые, буровато-желтые); они неслоистые и не содержат прослоев. К лёссовидным относятся грунты, которые либо частично, либо полностью лишены этих признаков. Лёссовидные грунты обычно менее однородны по составу и свойствам по сравнению с лёссами [59].

Специфической особенностью лёссов и лёссовидных грунтов является зависимость их свойств от положения в разрезе, рельефе

и от условий обводнения толщи. Поэтому особо важно учитывать геоморфологические и гидрогеологические факторы при выделении слоев в лёссах и лёссовидных грунтах. Не меньшую роль в расчленении массива играют такие признаки, как распределение по простираанию и глубине ходов землероев, следы криогенных нарушений, скопления солей, горизонты погребенных почв и др. Однако правильное выделение слоев невозможно без привлечения результатов исследования свойств грунтов.

Хорошо известно, что просадочность лёссов и лёссовидных грунтов уменьшается с глубиной, причем исключения из этого правила редки. Очевидно, что выделение слоев с разной степенью просадочности может быть выполнено только на основании опытных данных. Изучение просадочности проводится в небольшом объеме, поэтому для расчленения толщи на слои привлекаются те показатели состава и физических свойств, которые коррелируют с величиной относительной просадочности. По данным Н. Я. Денисова, для района Терско-Кумских степей хорошим индикатором просадочности является коэффициент водоустойчивости агрегатов A , рассчитываемый по результатам гранулометрического анализа:

$$A = \frac{q_1 - q_2}{q_2},$$

где q_1 — количество частиц размером 0,25 — 0,01 мм в %, которое определяется после трехминутного взбалтывания;

q_2 — то же, после двадцатичасового кипячения.

Для просадочных лёссов значения коэффициента водоустойчивости агрегатов изменяются от 0,06 до 0,21 и в среднем составляют 0,14. Для непросадочных суглинков величина A в среднем равна 0,66, а для глин близка к единице и даже превышает ее [17].

Плотность и влажность лёссов и лёссовидных грунтов нередко изменяются с глубиной и по простираанию толщи. С изменением влажности и плотности меняется просадочность лёссов и лёссовидных грунтов. Поэтому показатели плотности и влажности используются не только при выделении слоев, но и для построения графиков взаимосвязи этих показателей с относительной просадочностью. В ряде случаев весьма полезным оказывается знание пределов пластичности, которые, хотя и не отражают сути процессов, происходящих при воздействии нагрузок на лёссы и лёссовидные грунты, тем не менее могут оказать значительную помощь при расчленении разреза на слои.

Ледниковые отложения. Наиболее распространенными представителями ледниковых отложений являются образования основной морены. Моренные грунты отличаются высокой плотностью и сопротивлением сдвигу и небольшой деформируемостью и водопроницаемостью. Несмотря на многие положительные со строительной точки зрения качества, моренные отложения обладают рядом особенностей, которые затрудняют проходку котлованов и траншей, бойку свай и т. п. К таким особенностям относятся изменчивая мощ-

ность морены, неодинаковый состав и, следовательно, различные свойства в разных точках даже небольшого по площади участка; наличие значительного количества включений гравия, гальки и валунов, которые нередко образуют скопления и линзы, аккумулярующие напорные воды.

При интенсивном увлажнении свойства морены изменяются. Так, в районе Череповецкого гидроузла суглинки московской морены характеризуются средним значением показателя консистенции 0,1. Однако на одном из участков гидроузла, где морена залегает в бортах и днище озера, показатель консистенции увеличивается более чем в три раза, причем встречаются значения этого показателя, близкие к единице и даже превышающие ее. Гранулометрический состав морены на этом участке и по гидроузлу в целом один и тот же: содержание глинистых частиц соответственно 13 и 12%, а пылеватых — 30 и 32% [33].

При определенных геологических условиях изменения состава и физико-механических свойств моренных отложений по простиранию подчиняются закономерностям, с которыми приходится считаться при инженерно-геологической оценке морены.

В ряде случаев морена характеризуется двучленным строением по вертикали. Исследованиями последних лет установлено, что свойства морены могут изменяться с глубиной при неизменном составе. Ясно, что подобные изменения должны быть оценены с точки зрения их инженерно-геологической значимости и учтены при выделении слоев.

Для моренных отложений, не однородных в текстурном отношении, очень важно установить, насколько линзы, прослои, скопления обломков, содержащиеся в морене, будут влиять на работу сооружения. Обычно такие прослои, линзы и т. п. располагаются в морене, по крайней мере в пределах строительных площадок, без всякой закономерности, что позволяет рассматривать моренную толщу как единое целое. Например, в Карелии, в районе р. Суна, один из опытов в слабодопроницаемой морене дал коэффициент фильтрации около 60 *м/сутки*. Было установлено, что участок, где производились фильтрационные исследования, оказался приуроченным к скоплению крупнообломочного материала. Анализ состава и строения морены в районе исследований привел к выводу о том, что это значение коэффициента фильтрации можно не учитывать при назначении расчетного показателя водопроницаемости.

Большую помощь при выделении слоев, состоящих из моренных образований, оказывают результаты лабораторных исследований состава и физических свойств грунтов. Гранулометрический состав морены, представленный частицами всех размеров, резко отличается от состава других генетических типов отложений. То же относится к показателям физических свойств, что иллюстрируется табл. 7.

Водно-ледниковые отложения. Основными типами являются флювиогляциальные и озерно-ледниковые образования. Среди флювио-

гляциальных грунтов выделяют два генетических типа — внутриледниковые и приледниковые. Внутриледниковые образования — озы — представляют собой галечно-гравийные грунты с песчаным заполнителем. Последний подразделяется на крупнозернистые и мелкозернистые пески. Реже встречаются разнозернистые пески с преобладанием крупных и средних фракций. Содержание частиц менее 2 мм почти всегда превышает 40%, и, следовательно, они заполняют все поры в крупном материале, определяя свойства грунта в целом.

Для гранулометрического состава озовых отложений характерна изменчивость содержания гравия, гальки и валунов даже в пределах небольших участков. Г. С. Бискэ описывает оз, в котором на расстоянии 5 м песок сменился валунником [6]. В естественном залегании озовые отложения характеризуются значениями объемного веса скелета 1,9 — 2,0 т/м³ и коэффициентом внутреннего трения 0,60 — 0,75. Для них характерны довольно высокие значения коэффициента фильтрации — 10 ÷ 30 м/сутки.

Флювиогляциальные озовые образования легко выделяются на разрезах благодаря специфическому гранулометрическому составу, в котором практически отсутствуют глинистые частицы. Поэтому по виду кривой гранулометрического состава можно безошибочно определить принадлежность образца к флювиогляциальным отложениям. Второй важной чертой озовых образований, которую необходимо учитывать при выделении слоев, является соотношение крупных обломков и песчаного заполнителя. При содержании песка в количестве, превышающем 40%, гравий, галька и валуны имеют второстепенное значение. В противном случае они играют главную роль в оценке физико-механических свойств грунта. Когда гравий, галька и валуны образуют скопления, то прежде всего необходимо оценить влияние таких скоплений на работу слоя в основании сооружения.

Приледниковые, зандровые отложения обычно представлены песками, которые отличаются выдержанностью по простиранию и по мощности. Иногда в зандровых песках встречаются скопления крупнообломочного материала. Зандровые образования характеризуются средней плотностью (объемный вес скелета 1,65 — 1,70 т/м³) и прочностью (коэффициент внутреннего трения 0,50 — 0,60). При выделении слоев в зандрах вследствие специфики состава и условий залегания последних особых трудностей обычно не возникает.

Среди озерно-ледниковых отложений наиболее существенную роль играют приледниковые образования. Большею частью это глинистые грунты, обладающие ленточной текстурой, которая обусловлена чередованием тонкопесчаных или пылеватых и глинистых лент. Ширина лент изменяется от 1—3 до 25—30 мм. Физико-механические свойства этих грунтов, которые принято называть ленточными глинами, зависят от мощности лент. Если основание сооружения сложено тонкослоистыми разностями, то можно допустить, что оно будет работать как единый массив. Если же ленты имеют

мощность свыше 20 мм, то состав и свойства глин нужно изучать по отдельным слоям [86].

Второй особенностью озерно-ледниковых отложений является их высокая влажность и низкая плотность, которые обуславливают их значительные деформации. В связи с неоднородностью состава и свойств ленточных глин осадки построенных на них сооружений часто оказываются неравномерными. В соответствии с высокой сжимаемостью находится низкая прочность этих отложений. Однако известны случаи, когда глины практически не сжимались под нагрузками до 3—4 кг/см² [64].

Для ленточных глин характерна способность к тиксотропным превращениям, которая, с одной стороны, выражается в легком переходе этих глин в текучее состояние под действием нагрузок, особенно динамических, а с другой стороны — в восстановлении своей прочности после прекращения воздействия на них. По данным Р. Э. Дашко, это приводит к тому, что в случае приложения длительно действующих горизонтальных нагрузок ленточные глины не только не снижают, но даже увеличивают свою прочность.

Строение ленточных глин обуславливает анизотропию их свойств, причем степень ее возрастает по мере перехода от тонкослоистых к толстослоистым разностям. Эти признаки находят отражение в показателях состава и свойств глин, и тем самым последние могут использоваться при расчленении толщи озерно-ледниковых отложений на слои.

Скальные и полускальные грунты. К скальным и полускальным грунтам принято относить магматические, метаморфические и прочно сцементированные осадочные образования, обладающие высоким сопротивлением сдвигу и малой деформируемостью. Разница между скальными и полускальными грунтами заключается в том, что последние характеризуются пониженными по сравнению со скальными грунтами показателями физико-механических свойств. Следует отметить, что четкого определения понятий «скальный» и «полускальный» грунт нет, так же как нет и границы между ними.

Попытки классифицировать грунты с жесткими связями безотносительно к характеру действующих на них нагрузок, т. е. без учета особенностей возводимых на них сооружений, не увенчались успехом. Основной чертой скальных и полускальных грунтов является их трещиноватость, определяющая свойства массива. В связи с этим лабораторное изучение свойств образцов, особенно механических, не позволяет составить представление о грунте в условиях естественного залегания. Полевые методы исследования физико-механических свойств скальных и полускальных грунтов трудоемки, дороги и поэтому выполняются в малых объемах.

Расчленение скальных и полускальных грунтов на слои выполняется главным образом по результатам инженерно-геологических исследований, в основном на основании изучения трещиноватости. Большую помощь в выделении слоев оказывают данные, получаемые с помощью геофизических методов, которые позволяют

распространить результаты исследований свойств грунтов на весь массив, а также разграничивать зоны разной степени выветренности, трещиноватости и т. д.

На рис. 8 изображены зоны, выделенные Н. Ф. Новиковым и А. И. Федоренко в основании и примыканиях плотины Чиркейской

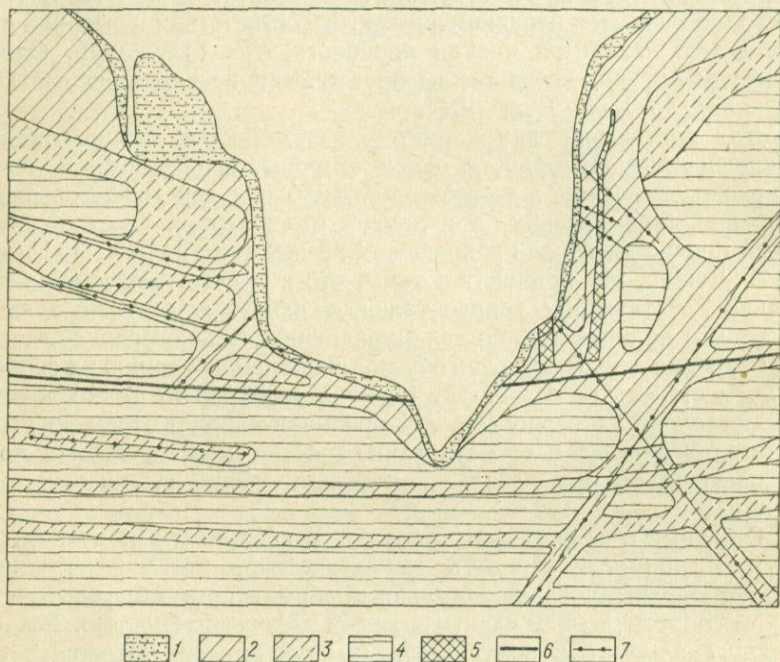


Рис. 8. Расчленение известняков участка размещения плотины Чиркейской ГЭС на инженерно-геологические слои

1 — зона со скоростями распространения продольных волн менее 2 км/сек, модулем деформации перпендикулярно напластованию 15 Т/см², параллельно напластованию 30 Т/см²; 2 — зона со скоростями распространения продольных волн 2,4 — 2,7 км/сек, модулем деформации перпендикулярно напластованию 20—30 Т/см², параллельно напластованию 60—80 Т/см²; 3 — зона со скоростями распространения упругих волн 3,0 — 3,4 км/сек, модулем деформации перпендикулярно напластованию 40—60 Т/см²; параллельно напластованию 100—150 Т/см²; 4 — зона со скоростями распространения упругих волн 3,5 — 4,3 км/сек, модулем деформации перпендикулярно напластованию 60—150 Т/см², параллельно напластованию — 150—300 Т/см²; 5 — зона развития трещин бортовой разгрузки; 6 — глинистый прослой в известняках; 7 — тектонические трещины

гидростанции по результатам анализа трещиноватости, скорости распространения упругих волн и нагружения штампов в штольнях.

Весьма существенной особенностью скальных и полускальных грунтов является их неоднородность и анизотропия. Неоднородность свойств, которая вообще характерна для грунтов, усугубляется здесь крупными трещинами тектонического происхождения. Д. П. Прочухан предлагает рассматривать тектонические зоны мощностью более 1 м как самостоятельные геологические образования,

т. е. выделять их в отдельные слои. При этом возможны исключения, если, например, трещина совпадает с направлением действия сдвигающей нагрузки.

Полускальные грунты обычно менее однородны, чем скальные. Так, эффузивные образования нередко переслаиваются шлаками, песками и даже элювированными горизонтами. В растворимых грунтах встречаются каверны и полости, которые могут достигать размеров, сопоставимых с размерами сооружения.

Как скальные, так и полускальные грунты характеризуются анизотропностью разных порядков — структурно-кристаллизационной, трещино-тектонической и морфологической (по терминологии Д. П. Прочухана). При этом коэффициент анизотропии может достигать величин порядка 3—5. По данным ряда исследователей, свойства массива перестают быть зависимыми от размера отдельных частей при соотношении размеров массива и отдельных частей, превышающем 10—20 [41].

Для полускальных и особенно скальных грунтов характерна неоднородность в вертикальном направлении, обусловленная процессами уменьшения напряжений в приповерхностном слое грунта. Результатами этого процесса являются снижение прочности и увеличение проницаемости и сжимаемости скального грунта. По некоторым данным, мощность зоны разгрузки (разупрочнения) составляет по контурам долин от 5 до 15 м, а верхняя, наиболее трещиноватая часть зоны достигает 10—15 м, а иногда и более [57]. Ясно, что вопрос о выделении таких зон в отдельные слои должен быть рассмотрен со всей тщательностью.

МЕСТА ОТБОРА ОБРАЗЦОВ И НЕОБХОДИМОЕ КОЛИЧЕСТВО ОПРЕДЕЛЕНИЙ ПОКАЗАТЕЛЕЙ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

Правильно оценить свойства грунта и назначить обоснованные расчетные показатели можно лишь в том случае, если образцы для лабораторных исследований отобраны в достаточном количестве и правильно как с точки зрения их размещения, так и в отношении качества отбора. Сказанное в полной мере относится и к полевым исследованиям свойств грунтов.

Размещение точек опробования

Изучению должны подвергаться свойства тех грунтов, которые характеризуют зону воздействия на них сооружения. Это очевидное положение соблюдается не всегда. Например, было установлено, что при изысканиях для одной из плотин почти треть образцов отбиралась из грунтов, которые в дальнейшем были вынуты из котлована — в процессе изысканий не было надлежащего контроля за отбором проб грунта.

Между тем такой контроль легко осуществим с помощью профилей опробования, представляющих собой разрезы, на которых геологическая ситуация дается схематически и отражает наиболее существенные черты геологической обстановки. На этот же профиль наносят контур проектируемого сооружения и условными знаками показывают места отбора проб, а также комплекс анализов, выполненных для каждой из них. Таким образом, профили опробования показывают, насколько равномерно и подробно исследованы свойства слагающих изучаемый разрез типов грунтов. Цели контроля за равномерностью и полнотой отбора проб на разных стадиях изысканий несколько отличаются. Например, на ранних стадиях инженерно-геологических исследований, когда компоновка сооружений еще не определена, а выбор мест их размещения будет зависеть, в частности, от свойств грунтов и характера их изменения по разрезу, освещенность последнего исследования должна быть более или менее равномерной по всем выработкам и по всей их глубине.

На более поздних стадиях изысканий основное внимание уделяется равномерности и подробности исследований свойств грунтов на участках расположения сооружений и в пределах глубин, которые попадают в сферу воздействия этих сооружений. Пример профиля опробования приведен на рис. 9. Весьма полезно также места взятия проб отмечать на геологической карте, максимально разгруженной от деталей.

При отборе проб и назначении мест расположения точек проведения полевых опытов наибольшее внимание уделяется тем грунтам, которые определяют несущую способность основания. Такими грунтами являются отложения, залегающие в пределах активной зоны, и особенно их слабые разности. Очевидно, что понятие «слабый грунт» не является абсолютным. Например, грунт, нагрузка на который не должна превышать 1 кг/см^2 , будет слабым для со-

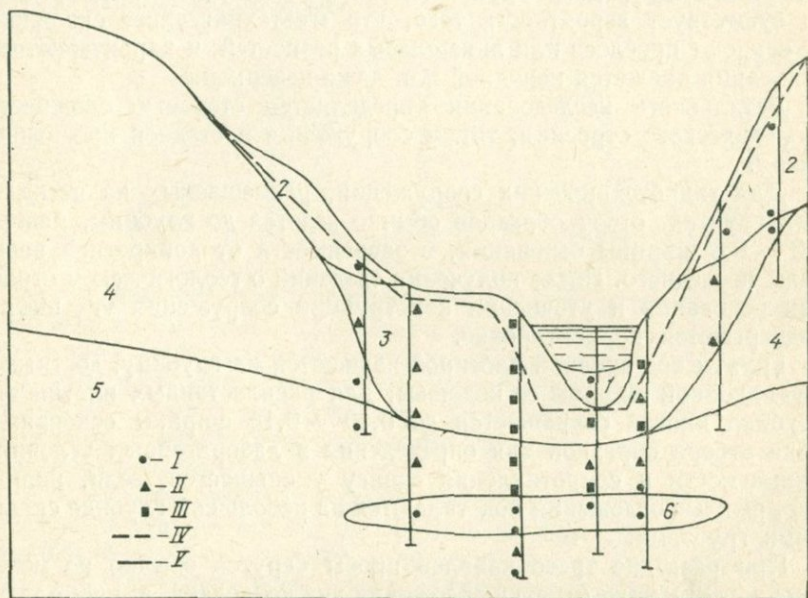


Рис. 9. Профиль опробования

1-6 — номера инженерно-геологических слоев; I — образцы, отобранные для исследования гранулометрического состава; II — то же, для исследования физических свойств; III — то же, для исследования физико-механических свойств; IV — контур проектируемого сооружения; V — границы инженерно-геологических слоев

оружения с давлением на основание 2 кг/см^2 , но вполне прочным для сооружения, передающего нагрузку $0,5 \text{ кг/см}^2$. Аналогично опробование слабых прослоек должно вестись с учетом типа и размера сооружения, а также влияния прослоек на работу этого сооружения. Действительно, линза мягкопластичной глины протяженностью 5 м и мощностью 1 м, залегающая в плотных песках под железнодорожной насыпью в 2 м от ее основания, должна быть тщательно изучена. Подобная линза на глубине 20 м от отметки заложения основания распластанной, с большой шириной основания плотины может не учитываться. Еще меньше значение этой линзы при глубине залегания 2 м от поверхности, так как при строительстве такой плотины линза будет вынута.

Пробы грунта отбирают из горных выработок и обнажений. В последнем случае стенку зачищают до поверхности, не затрону-

той выветриванием. Исключение делается лишь в тех случаях, когда предполагается изучить именно выветренную часть слоя грунта. Существует мнение, что пробы следует отбирать из так называемых «геотехнических» скважин, т. е. из выработок, которые проходят со сплошным отбором монолитов, предназначенных для лабораторных исследований. Однако такой путь опробования целесообразен при простом геологическом строении участка строительства и однородных грунтах. Если же последние не однородны, то существует вероятность того, что «геотехнические» скважины не вскроют прослоев или линз слабых разностей, и характеристика основания окажется неполной или даже неверной.

Детальность исследования определяется степенью сложности геологического строения, типом сооружения и стадией проектирования.

Для гидротехнических сооружений, размещаемых на нескальных грунтах, отбор образцов обычно ведется до глубины, равной 0,2 — 0,8 ширины основания, в зависимости от конкретной величины последнего. После получения сведений о геологическом строении основания и уточнения конструкции сооружения эти цифры подвергаются корректировке.

Грунты под арочной плотиной изучаются на глубину, достигающую двойной ширины ее подошвы; для распластанных плотин эта глубина иногда сокращается до 0,10 — 0,15 ширины основания. Зона отбора образцов для определения в лабораторных условиях сжимаемости и сопротивления сдвигу уменьшается, если, например, рыхлые отложения подстилаются на небольшой глубине скальными грунтами.

При разведке трасс каналов пробы берутся обычно не менее чем на 3—5 м ниже отметки заложения дна котлована, а, кроме того, выше упомянутой отметки, для того чтобы иметь возможность охарактеризовать устойчивость откосов каналов. Глубина взятия образцов при изысканиях для городского строительства регламентируется СН 211—62 (табл. 20).

Выше отметки заложения фундамента образцы, как правило, отбираются только в том случае, если существуют опасения в устойчивости стенок котлована, а грунты, которые залегают выше подошвы фундамента, отличаются от тех грунтов, которые слагают основание сооружения. Здесь снова необходимо подчеркнуть условность подобных рекомендаций, так как, например, при возведении гражданских и промышленных сооружений на скальных основаниях лабораторные исследования деформируемости и прочности грунтов становятся излишними.

При проведении исследований для трасс железных дорог образцы отбираются в среднем до глубины 2—3 м ниже поверхности, а на участках размещения строительных площадок и искусственных сооружений — до 5—10 м ниже отметок их заложения. Та же глубина сохраняется при изысканиях для металлических опор линий электропередач [25].

Количество этажей проектируемого здания	Ленточные фундаменты		Максимальная глубина отбора образцов в м	Опоры отдельно стоящие	
	Собственный вес перекрытий, кровли, перегородок и временной нагрузки на 1 пог. м стен в т			Нагрузка на опору в т	Максимальная глубина отбора образцов в м
	наружные стены	внутренние стены			
2	12—14	15—17	6—8	До 50	8
3	18—21	22—26	8	» 100	10
4	24—28	30—35	8—10	» 400	13—15
5	30—35	37—44	8—10	» 1 000	15
6	36—42	45—52	10	» 5 000	25
7	42—49	52—61	10—15	» 10 000	30
8	48—56	57—70	10—15	Свыше 10 000	30

Для оснований трубопроводов глубина отбора проб не превышает 3—5 м. Она увеличивается для деревянных и железобетонных опор линий электропередач на болотах и переходах через водотоки до 10—15 м. Глубина взятия образцов грунтов в среднем составляет 4 м, для опор на свайных фундаментах — 7 м [25]. Оценка грунтов по трассе кабеля должна производиться на глубину заложения последнего [25].

Для расчета свайных фундаментов отбор образцов на стадии проектного задания ведется до глубины не менее 10 м, а на стадии разработки рабочих чертежей — не менее чем на 5 м ниже концов свай при длине последних более 6 м; при нагрузке на свайный фундамент свыше 300 т — на 10 м ниже конца свай, хотя бы для половины скважины. В то же время для винтовых свай, работающих на выдергивание, глубина отбора проб должна быть ниже лопасти свай на 1 м [76].

При инженерно-геологических исследованиях для подземных сооружений образцы обычно отбираются над сооружением в пределах свода обрушения и под сооружением на глубину, равную 1—3 м.

Для всех типов сооружений весьма полезно рассчитывать глубину распространения зоны сжатия и сдвига при наиболее неблагоприятных характеристиках деформируемости и прочности. Размер таких зон определит глубину отбора проб.

Все приведенные выше рекомендации носят ориентировочный характер и должны корректироваться с учетом природных условий участка исследований, особенностей конструкции и работы сооружения.

Число определений

В настоящее время объем исследований физико-механических свойств грунтов регламентируется инструкциями и указаниями, составляемыми различными ведомствами. Цифры, приводимые

в инструкциях и других подобных документах, не имеют теоретического обоснования. Поэтому было предложено несколько способов, позволяющих с определенной степенью уверенности судить о потребном числе опытов.

Первый из них, автором которого является Н. Н. Маслов, состоит в следующем [45]. По мере проведения исследований подсчитывается среднее значение изучаемого показателя. Опыты прекращаются после того, как средняя величина практически перестает зависеть от количества опытов.

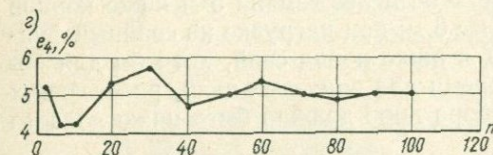
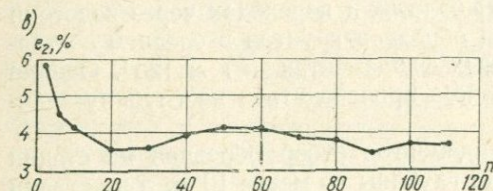
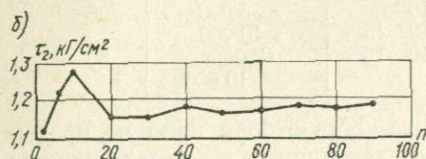
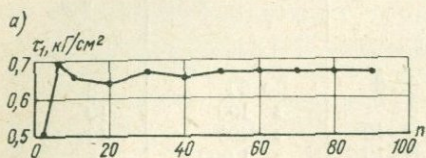


Рис. 10. Изменение среднего значения показателей механических свойств в зависимости от числа опытов

а — сопротивление сдвигу при нагрузке 1 кг/см²;
 б — сопротивление сдвигу при нагрузке 2 кг/см²;
 в — относительная сжимаемость при нагрузке 2 кг/см²; г — относительная сжимаемость при нагрузке 4 кг/см²

кращаются после того, как средняя величина практически перестает зависеть от количества опытов.

На рис. 10 показано изменение с увеличением числа опытов среднего значения сопротивления сдвигу при вертикальных нагрузках 1 и 2 кг/см² и относительной деформации в диапазоне давлений 0—2 и 0—4 кг/см² для морены лужской стадии валдайского оледенения района Ленинграда. Из рис. 10 следует, что для получения устойчивых величин средних значений необходимо провести 30—60 экспериментов. Этот способ привлекает своей простотой, но требует четкой взаимосвязи между лабораторией и полевым подразделением. Однако он не дает ответа на весьма существенный вопрос — с какой степенью надежности получено среднее значение данного показателя при выполненном объеме исследований.

И. Н. Иванова, модифицировав способ Н. Н. Маслова [23], получила рациональное количество определений некоторых показателей физико-механических свойств различных генетических типов грунтов. С этой целью для однородных по генезису и литологическому составу слоев грунтов были составлены выборки, которые включали от 60 до 374 значений показателей для каждого слоя. Для таких выборок вычислялись средние значения, коэффициенты вариации, а также строились кривые распределения. Далее выборки последовательно сокращались наполовину, и каждый раз

выполнялись упомянутые выше подсчеты. Сокращение велось до тех пор, пока в выборке не оставалось пяти значений рассматриваемого показателя.

Рациональным количеством определений считалось такое их число, при котором соблюдались следующие условия:

1. Вычисленные для данной и первоначальной выборок средние значения показателя и коэффициенты вариации отличались в практически допустимых пределах.

2. Полученная кривая распределения существенно не отклонялась от кривой нормального распределения. Результаты подсчетов

Т а б л и ц а 21

Генетические типы пород	Естественная влажность	Коэффициент пористости	Число пластичности	Коэффициент дренирования	Сцепление
Лёссовые породы, слой II, с. Бессоновка Белгородской обл.	4—8	4—8	—	—	—
То же, с. Любимовка Херсонской обл.	5—10	5—20	5—20	—	—
То же, слой III	5—10	5—10	5—20	—	—
Лёссовые породы, район Новочеркасска	6—12	6—6	6—6	—	—
Лёссовые породы, слой II, район Днепропетровска	9—18	9—9	9—18	—	—
Лёссовые породы, район Одессы	10—21	10—10	10—10	—	—
Лёссовые породы, слой I, район Херсона	5—10	5—10	5—5	5—10	5—25
То же, слой II	6—12	6—12	6—6	12—12	6—12
Моренные суглинки, район Ленинграда	7—7	7—13	7—7	7—13	13—13
Моренные суглинки, район с. Мятлево Калужской обл.	8—8	8—30	8—30	—	—
Моренные суглинки, район Москвы	6—12	6—6	6—6	12—12	12—12
Флювиогляциальные суглинки, район Москвы	12—18	12—18	6—6	6—12	12—12
Хвалынские глины, район Волгограда	10—5	10—10	10—5	—	—
Хазарские глины, низовья Волги	5—15	10—15	5—10	10—15	10—20
Бакинские глины, низовья Волги	6—6	12—6	20—20	6—20	20—20
Майкопские глины, район Волгограда	8—17	6—8	6—8	17—17	17—17
Оксфордские глины, район Москвы	13—13	13—13	13—13	18—25	18—25
Глинистые породы карбона, район Москвы	15—15	15—15	10—20	10—10	20—10

И. Н. Ивановой сведены в табл. 21. Первая цифра показывает рациональное количество определений, установленное по отклонению среднего значения показателя в данной выборке от той же величины в исходной совокупности; вторая цифра — по отклонению коэффициента вариации.

Анализ результатов работы, выполненной И. Н. Ивановой, позволил Н. В. Коломенскому сделать выводы, заключающиеся в том, что рациональное число определений зависит как от геологической истории грунта, так и от характера показателя. Рациональное количество определений влажности, пластичности, объемного веса обычно не превышает 30, снижаясь для ряда грунтов до 10. Для показателей прочности и деформируемости (сцепление, коэффициент трения, модуль сжимаемости) число опытов изменяется от 18 до 37 [36].

А. Н. Лужецкий использовал этот способ для определения рационального количества проб при изучении состава и физических свойств оползневых накоплений южного берега Крыма и получил следующие цифры: для гранулометрического состава — 20—43 пробы, для естественной влажности — 10—37 проб, для числа пластичности — 16—35 проб, для объемного веса — 16—26 проб, для объемного веса скелета — 10—37 проб, для пористости — 10—30 проб [42].

Оба рассмотренных выше способа не позволяют оценить требуемое количество определений в зависимости от того, на какой стадии проектирования проводятся исследования и для какого типа сооружений выполняются изыскания. Вместе с тем необходимость учета этих факторов очевидна. Последнее может быть сделано, если для решения вопроса о потребном объеме испытаний использовать методы математической статистики.

Для конкретного слоя, представленного грунтом определенного возраста, генезиса, состава, состояния и свойств, показатели физико-механических свойств распределены в соответствии с нормальным законом [22]. Это обстоятельство позволяет использовать для нахождения числа n опытов формулу

$$n = \frac{t^2 \sigma^2}{\epsilon^2}, \quad (2)$$

где t — величина, определяемая степенью надежности, с которой будет получено среднее значение показателя;

ϵ — допустимое отклонение показателя от его истинного значения (точность определения);

σ — среднее квадратичное отклонение генеральной совокупности.

При достаточно большом количестве определений (большем 20—40, в зависимости от показателя) среднее квадратичное отклонение принимается равным среднему квадратичному отклонению генеральной совокупности и может быть легко вычислено. Значение t находится по таблицам, помещенным в книгах по математиче-

ской статистике (например, [83]), в зависимости от принятой надежности. Для гражданских и промышленных сооружений в ходе предварительных исследований рекомендуется задаваться надежностью 0,85, при изысканиях на стадии технического проекта — 0,90 и при изысканиях для обоснования рабочих чертежей — 0,95 или 0,99 (в зависимости от ответственности сооружения); для гидротехнического строительства при предварительных исследованиях — 0,90; при изысканиях для обоснования технического проекта — 0,95; при изысканиях для обоснования рабочих чертежей — 0,99 или 0,999 (в зависимости от ответственности сооружения).

Многочисленные данные, характеризующие физико-механические свойства грунтов, различных по возрасту, происхождению и составу, позволили вычислить средние квадратичные отклонения для ряда показателей. Величины средних квадратичных отклонений рассчитывались для слоев, которые выделялись при инженерно-геологических изысканиях в разных частях Советского Союза. Всего обработке подверглись свыше 15 тысяч определений.

При анализе результатов вычислений оказалось, что полученные значения средних квадратичных отклонений не зависят ни от генетической, ни от возрастной принадлежности слоя. Поэтому на данной стадии изученности материала можно рекомендовать следующие величины средних квадратичных отклонений: для удельного веса — 0,02 т/м³, для объемного веса — 0,07 т/м³, для естественной влажности — 4%, для влажности на пределе текучести — 5%, для влажности на пределе раскатывания — 3%.

Из приведенной выше формулы для расчета числа опытов следует, что точность определений существенно влияет на их количество. В то же время эта величина зависит как от характера, так и от значения показателя, которое определяется, в свою очередь, типом грунта и историей его геологического развития.

В табл. 22 приводятся рекомендуемые значения точности определения показателей различных физических характеристик рыхлых грунтов в зависимости от их состояния и свойств, а в табл. 23 — точность определения показателей механических свойств.

Пользуясь приведенными выше данными, легко рассчитать необходимое число определений в зависимости от стадии изысканий и ответственности сооружения. Так, при изысканиях под промышленное сооружение на стадии проектного задания для грунта с влажностью 25—40% необходимо выполнить $\frac{1,65^2 \cdot 4^2}{1,5^2} = 19$ определений естественной влажности.

Величины средних квадратичных отклонений для изучаемого слоя грунта могут отличаться от значений, которые приведены выше. Поэтому в конкретных условиях рассчитанное по приведенным данным число определений должно уточняться в процессе исследований. Для этого по мере накопления экспериментального материала вычисляется среднее квадратичное отклонение, после чего по формуле (2) при выбранной надежности определяется точность ϵ .

Наименование показателей	Пределы изменения показателей				
Влажность в %	< 10	10—20	20—40	40—60	> 60
Точность определения в %	0,5	1	1,5	2	3
Объемный вес в $т/м^3$	> 2,3	2,1—2,3	1,8—2,1	1,6—1,8	< 1,6
Точность определения в %	0,10	0,05	0,05	0,03	0,02
Влажность на пределе текучести в %	< 20	20—40	40—60	> 60	—
Точность определения в %	1	2	3	4	—
Влажность на пределе раскатывания в %	< 10	10—20	20—30	> 30	—
Точность определения в %	1	1,5	2	3	—
Удельный вес в $т/м^3$	В любом диапазоне значений				
Точность определения в $т/м^3$	0,02				

Таблица 23

Наименование показателей	Пределы изменения показателей					
Угол трения в град	> 30	25—30	20—25	15—20	10—15	< 10
Точность определения в град	2,5	2—2,5	1,5—2,0	1,0—1,5	0,5—1,0	0,5
Сцепление в $кг/см^2$	> 20	10—20	5—10	1—5	0,5—1,0	< 0,5
Точность определения в $кг/см^2$	1,5	1,0—1,5	0,5—1,0	0,1—0,5	0,05—0,1	0,01—0,05
Модуль деформации в $кг/см^2$	> 400	200—400	100—200	50—100	10—50	< 10
Точность определения в $кг/см^2$	50	25—50	10—25	5—10	1—5	1

Равенство этой величины цифрам, которые даны в табл. 22 и 23, будет свидетельствовать о том, что проделано достаточное число экспериментов.

Приведем пример. При изысканиях для гидротехнического строительства, чтобы обосновать проектное задание земляной плотины на выбранном створе, был исследован слой моренного грунта, средняя влажность которого составляет по 148 опытам 16%, а среднее квадратичное отклонение — 2,5%. Подставив эти значения в приведенную выше формулу и учитывая, что при надежности 0,95 $t = 1,96$, получим для значений влажности $\epsilon = 0,4$.

При влажности 16% точность определения должна составлять 1% (см. табл. 22). Таким образом, полученная в опытах точность превышает табличную. Для выбора нормативного или расчетного значения влажности в данном случае можно было бы ограничиться $\frac{1,96^2 \cdot 2,5^2}{1} = 24$ определениями.

При оценке необходимого числа определений методом доверительных пределов предполагается, что образцы отбираются из генеральной совокупности с $n = \infty$. При этом считают, что могут быть получены значения показателя, отличающиеся от его среднего значения на любую величину. В действительности очень больших и очень малых значений, которые теоретически могут быть встречены, не оказывается, т. к. для данного слоя грунта существуют пределы изменения показателя обычно такие что $x_i \leq \bar{x} \pm (2\sigma \div 2,5\sigma)$.

Учитывая ограниченность рассеяния частных значений показателей, В. П. Огоноченко предложил использовать для оценки объема исследований усеченное нормальное распределение * [50]. Необходимое число опытов находится на основании имеющихся результатов исследований грунтов. При этом требуется знать максимальное x_2 , среднее \bar{X} , минимальное x_1 значение показателя и величину среднего квадратичного отклонения.

В усеченном нормальном распределении число членов N меньше, чем в нормальном ряду n , из которого сформировано нормальное распределение. Поэтому величина t оказывается зависящей от N и доверительной вероятности α .

В. П. Огоноченко применил для нахождения N следующий прием. Формулу (2) можно представить в виде

$$\frac{N}{t_{\alpha, N}^2} = \frac{(\sigma')^2}{\varepsilon^2},$$

где σ' — среднее квадратичное отклонение совокупности частных значений, подчиняющейся усеченному закону распределения:

$$\sigma' = U\sigma.$$

По таблице распределения нормированных отклонений в малой выборке (распределение Стьюдента) можно найти $\frac{N}{t^2} = f(N)$. Для доверительной вероятности 0,95 В. П. Огоноченко нашел, что

$$\frac{N}{t^2} = 0,26N - 0,65.$$

Подставляя последнее выражение в (2) и решая относительно N , легко найти

$$N = 3,84 \frac{(\sigma')^2}{\varepsilon^2} + 2,5.$$

Для других значений доверительной вероятности аналогичные зависимости приведены в табл. 24.

При определении объема исследований рассматриваемым способом вычисления ведут следующим образом. Рассчитывают значения t_1 и t_2 по формулам

$$t_1 = \frac{x_1 - \bar{X}}{\sigma}, \quad t_2 = \frac{x_2 - \bar{X}}{\sigma}$$

и по таблице нормального распределения находят $\Phi(t_1)$, $\Phi(t_2)$, $\phi(t_1)$, $\phi(t_2)$, где $\phi(t_1)$, $\phi(t_2)$ — плотность нормального распределения; $\Phi(t_1)$, $\Phi(t_2)$ — интеграл нормального распределения.

* Распределение случайной величины x с областью изменения $x_1 < x < x_2$ называется усеченным распределением, если $x_1, x_2 < \pm \infty$.

α	0,85	0,90	0,95	0,99	0,999
N	$3 \frac{(\sigma')^2}{\varepsilon^2}$	$3 \frac{(\sigma')^2}{\varepsilon^2} + 2$	$4 \frac{(\sigma')^2}{\varepsilon^2} + 3$	$6 \frac{(\sigma')^2}{\varepsilon^2} + 4$	$11 \frac{(\sigma')^2}{\varepsilon^2} + 5$

Далее определяют:

$$U = \sqrt{1 - B^2 - A [t_2 \Phi(t_2) - t_1 \Phi(t_1)]};$$

$$A = \frac{1}{\Phi(t_2) - \Phi(t_1)}; \quad B = A [\varphi(t_1) - \varphi(t_2)]; \quad \sigma' = \sigma U.$$

Подставив σ' и ε в выражения, приведенные в табл. 24, находят N .

Подсчитаем, сколько потребуется сделать определений сопротивления сдвигу песков при доверительной вероятности 0,95 и $\text{tg } \varphi = 0,44$, $\sigma = 0,11$, $\varepsilon = 0,03$.

Пределы изменения коэффициента трения 0,25 — 0,64:

$$t_1 = \frac{0,25 - 0,44}{0,11} = -1,73; \quad t_2 = \frac{0,64 - 0,44}{0,11} = 1,82;$$

$$\varphi(t_1) = 0,09; \quad \varphi(t_2) = 0,076; \quad \Phi(t_1) = -0,458; \quad \Phi(t_2) = 0,465;$$

$$A = \frac{1}{0,465 - (-0,458)} = \frac{1}{0,923} = 1,08;$$

$$B = 1,08 (0,090 - 0,076) = 0,026;$$

$$U = \sqrt{1 - 0,026^2 - 1,08 [1,82 \cdot 0,076 - (-1,73) \cdot 0,09]} = 0,83;$$

$$\sigma' = 0,83 \cdot 0,11 = 0,09;$$

$$N = 4 \frac{0,09^2}{0,03^2} + 3 = 39 \text{ определений.}$$

По формуле (2) число опытов оказывается равным:

$$n = \frac{3,84 \cdot 0,11^2}{0,032} = 52,$$

что почти на 35% превышает N .

В заключение рассмотрим достоинства и недостатки приведенных выше способов определения объема исследований показателей свойств грунтов.

При использовании способа Н. Н. Маслова число опытов устанавливается в процессе исследований, при этом об испытуемом грунте заранее можно ничего не знать. В то же время получаемый результат не зависит ни от стадии проектирования, ни от типа сооружения, для которого ведутся изыскания.

Модификации способа Н. Н. Маслова, предложенной Н. И. Ивановой, свойственны те же особенности. Однако для использования

такого способа надо проводить большое число опытов, а распространять полученные результаты с достаточной уверенностью можно лишь на грунты того же генезиса, возраста и состава, что и исследованные.

Способ доверительных пределов позволяет оценить объем исследований, если известны среднее квадратичное отклонение и точность определения данного показателя. Число опытов, установленное на основании предварительного расчета, может быть уточнено в ходе исследований.

Если считать, что значения показателя распределены в соответствии с усеченным законом, то необходимый объем исследований окажется в общем случае меньшим, чем при использовании предыдущих способов. Однако потребуется знание не только квадратичного отклонения, но и пределов изменения показателя, его среднего значения и точности определения. Поэтому применение способа, предложенного В. П. Огоноченко, целесообразно тогда, когда грунт изучен с достаточной полнотой, т. е. на последних стадиях изысканий (в слабоизученных районах — не ранее чем на стадии проектного задания или даже рабочих чертежей).

Итак, способ доверительных пределов — на ранних стадиях проектирования, способ В. П. Огоноченко — на поздних. В целом ряде случаев на практике полезным оказывается способ Н. Н. Маслова.

Вопрос о выборе доверительной вероятности (надежности) до настоящего времени еще не решен, а цифры, называемые в различных инструкциях, указаниях, справочниках и т. п., являются произвольными. Для обоснования величины надежности в ряде случаев весьма перспективным может оказаться метод, предложенный Н. К. Звонаревым при обосновании величины коэффициента запаса устойчивости карьеров. Н. К. Звонарев предлагает выбирать ту надежность, при которой разность между возможной экономией, получаемой в результате уменьшения надежности (что приводит к увеличению крутизны борта карьера), и предполагаемыми расходами по ликвидации последствий оползней, которые могут произойти по той же причине, будет наибольшей [20].

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОКАЗАТЕЛЕЙ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

Показатели физико-механических свойств грунтов определяются в лабораторных и полевых условиях. Способы исследований достаточно полно освещены в специальных пособиях и учебниках [40; 41; 88 и др.], поэтому ниже кратко излагаются основные положения методики определения показателей свойств грунтов применительно к расчетным характеристикам.

Способы определения

Определение объемного веса. Объемный вес грунта определяют методом режущих цилиндров и парафинирования. Первый метод заключается в том, что образец, взятый при помощи цилиндра с заостренными с одной стороны краями, взвешивается вместе с грунтом. Зная объем внутренней части цилиндра, который равен объему грунта, и вес цилиндра без грунта, легко рассчитывать объемный вес образца по формуле

$$\gamma_0 = \frac{1,27 (P_{ц+г} - P_{ц})}{d^2},$$

где $P_{ц+г}$ — вес цилиндра с грунтом;
 $P_{ц}$ — вес цилиндра без грунта;
 d — внутренний диаметр цилиндра.

Объемный вес глинистого грунта может быть определен путем погружения в воду предварительно взвешенного, а затем запарафинированного образца и вычисления по формуле

$$\gamma_0 = \frac{0,9g}{0,9v - g_1},$$

где g — вес образца;
 v — объем запарафинированного образца;
 g_1 — вес парафина.

Для скальных грунтов, обладающих небольшой пористостью, объемный вес определяется таким же образом, но образец в этом случае можно не парафинировать.

Для грунтов, которые содержат крупные включения, наиболее надежным, хотя и весьма трудоемким, является способ определения объемного веса замером объема и веса грунта, вынутого из шурфа.

Эти опыты значительно упрощаются, если в шурф, дно и скелки которого предварительно покрыты полиэтиленовой пленкой, наливать воду из сосуда известной емкости.

Определение деформативных характеристик грунтов. Наиболее распространенным методом определения сжимаемости грунтов являются компрессионные испытания, которые заключаются в уплотнении грунта нагрузкой, прикладываемой ступенями, и в измерении его пористости и влажности после сжатия образца.

Существует несколько способов проведения компрессионных испытаний. Высотный способ обычно применяется при исследованиях полностью водонасыщенных грунтов. Коэффициент пористости рассчитывается по формуле $e = W\gamma_w$, а влажность определяется после стабилизации осадки от каждой ступени нагрузки. Весовой способ используется для грунтов разной степени водонасыщения. Коэффициент пористости находят по изменению высоты образца после приложения данной ступени нагрузки.

При изучении сжимаемости грунтов высотно-весовым способом коэффициент пористости до начала и после окончания опыта определяется весовым способом, а его значения после приложения каждой ступени нагрузки — высотным способом. Высотно-весовой способ используется при изучении грунтов разной степени влажности [41]. В производственных условиях применяются высотно-весовой и высотный способы, причем второй из них служит для исследования сжимаемости связных и несвязных грунтов [60].

При определении сжимаемости грунтов в стабилометрах на образец передаются равные боковые давления, которые в процессе опыта сохраняются постоянными. Вертикальная нагрузка прикладывается к грунту ступенями. Каждая новая ступень прикладывается после стабилизации осадки от предыдущей ступени нагрузки. Модуль деформации определяют с помощью графика зависимости величины относительного сжатия $\Delta\lambda$ от разности осевого и бокового давления ΔP . Для этого используют прямолинейный участок графика и модуль деформации вычисляют по формуле

$$E = \frac{\Delta P}{\Delta\lambda}.$$

Полевые опыты по изучению сжимаемости грунтов проводят на участках размещения сооружений, нередко в процессе строительства последних. Опытные нагрузки выполняются в шурфах, штольнях, котлованах и скважинах с помощью приборов различных конструкций, описание которых приводится в литературе [7; 63; 78].

Показатели деформируемости грунтов в скважинах определяют с применением прессиометров: измеряется изменение радиуса скважины под давлением, которое создается рабочей камерой прессиометра. Несмотря на экономичность, этот метод обладает рядом недостатков, которые порой исключают возможность его применения. Во-первых, прессиометр позволяет определять сжимаемость грунта в направлении, перпендикулярном оси скважины, т. е. перпендикулярно действию нагрузки от большинства сооружений. Поэтому результаты, полученные в экспериментах, можно распространять на весь слой лишь в том случае, если грунт изотропен.

Во-вторых, в опытах оценивается сжимаемость грунта, мощность которого равна длине рабочей камеры прессиометра, и деформируемость слабых прослоек отдельно определить не удастся. В-третьих, проведение испытаний невозможно, если скважина вскрывает слабые глинистые и водонасыщенные песчаные грунты и, следовательно, требует обсадки [78]. Наконец, весьма существенный недостаток прессиометра заключается в том, что площадь грунта, на которую передается давление, весьма мала.

Определение показателей прочности грунтов. Наиболее распространенным способом определения показателей прочностных характеристик грунтов является сдвиг трех образцов, помещаемых в одноплоскостной срезной прибор, при различных вертикальных нагрузках. Горизонтальные нагрузки передаются на образец ступенями. Величина и скорость приложения нагрузки на образец определяются методикой опыта.

Кроме общих недостатков, свойственных лабораторным экспериментам, для указанного метода характерны еще две особенности:

«1) неопределенность напряженного состояния образца, поскольку распространение бокового давления на образец не может быть задано и не может быть установлено;

2) сдвиг происходит по принудительной поверхности; ввиду неопределенности напряженного состояния трудно установить, является ли принудительная поверхность поверхностью скольжения, соответствующей создаваемому в образце напряженному состоянию» [5]. Последнее, однако, может быть предотвращено с помощью набора колец, устанавливаемых между верхней и нижней коробками сдвижного прибора.

Для определения показателей прочности грунтов приборами трехосного сжатия необходимо испытать несколько образцов (не менее двух). В процессе опытов поддерживаются постоянными боковые давления, а вертикальное увеличивается вплоть до разрушения образца, или изменяется боковое давление при постоянной вертикальной нагрузке.

Стабилометры весьма полезны для определения сопротивления сдвигу крупнообломочных грунтов, водонасыщенных глинистых грунтов при их испытании без дренирования и грунтов нарушенного сложения. Однако из-за сложности эксплуатации эти приборы в производственной практике используются редко.

Полевые методы исследования прочности грунтов — опытные сдвиги целиков и больших монолитов — проводятся по тем же принципам, что и лабораторные эксперименты на одноплоскостных приборах. При обрушении целиком или раздавливании призмы грунта горизонтальное или вертикальное усилие передается на испытуемый грунт вплоть до его разрушения. Для расчетов параметров прочности, которые находятся из условий предельного равновесия, необходимо провести два-три испытания [7].

Сопротивление сдвигу пластичных глинистых грунтов в последнее время успешно определяется с применением крыльчатки, ко-

торая представляет собой четыре крестообразные лопасти. Последние задавливают в грунт ниже забоя скважины и поворачивают, измеряя при этом крутящий момент. Сопротивление сдвигу рассчитывается по формуле

$$\tau = \frac{M_{кр}}{6,28r^2(h + 0,67r)},$$

где h и r — соответственно высота и ширина лопасти.

Крыльчатка позволяет оценить общее сопротивление сдвигу. Поэтому результаты таких опытов могут быть использованы в расчетах только в тех случаях, когда существуют убедительные доказательства того, что угол внутреннего трения грунта равен или близок к нулю.

Конструкция крыльчатых зондов предусматривает создание давления в направлении, перпендикулярном плоскости среза. При этом появляется возможность, прикладывая отличающиеся по величине нагрузки, расчленять общее сопротивление сдвигу на параметры трения и сцепления. Для этого надо решить систему уравнений:

$$\tau_1 = p_1 \operatorname{tg} \varphi + c;$$

$$\tau_2 = p_2 \operatorname{tg} \varphi + c.$$

Однако и в этом случае коэффициент внутреннего трения и сцепление относятся к плоскости, параллельной оси скважины. Для анизотропных грунтов этих данных может оказаться недостаточно при расчете оснований большинства сооружений.

В. А. Ярошенко, опираясь на решение осесимметричной задачи теории предельного равновесия, предложил определять угол внутреннего трения песков по величине погружения конического пенетromетра. Если поверхность грунта не пригружена, то зависимость между предельной нагрузкой на конус p и углом внутреннего трения φ выражается формулой

$$p = f(\varphi) \pi \gamma_0 \left(h \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \right)^3,$$

где α — угол при вершине конуса;
 h — глубина погружения конуса.

Угол внутреннего трения находится по графику (рис. 11).

При статическом зондировании В. А. Ярошенко рекомендует находить угол внутреннего трения песков в зависимости от давле-

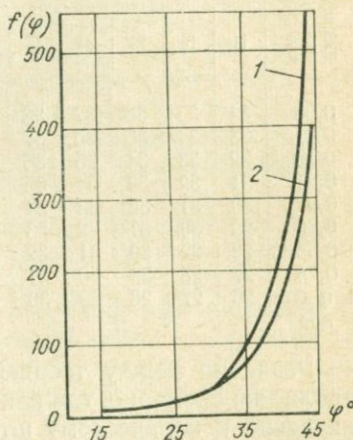


Рис. 11. График для определения угла внутреннего трения песков на глубине погружения конуса

1 — для угла при вершине конуса 90° ; 2 — для угла при вершине конуса 60°

ния на глубине погружения конуса (табл. 25). Сопоставление результатов определения угла внутреннего трения флювиогляциальных песков на одноплоскостном срезном приборе по методике быстрого сдвига под вертикальной нагрузкой, равной бытовой, и по данным статического зондирования показало, что теоретическое решение дает расхождение с данными опыта на величину до 6° [7].

Т а б л и ц а 25

Давление веса грунта в $\text{кг}/\text{см}^2$	Угол внутреннего трения грунта (в град) при удельном статическом сопротивлении пенетрации в $\text{кг}/\text{см}^2$														
	11	16	25	34	48	64	88	115	150	180	230	275	335	400	480
0,08	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48
0,11	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47
0,15	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46
0,21	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45
0,27	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44
0,40	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43
0,55	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
0,75	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41
1 и бо- лее	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40

Различие между теорией и экспериментом в данном случае вполне закономерно, так как осесимметричная задача решена применительно к коническому штампу. Работа грунта в сдвиговом приборе существенно отличается от его работы под конусом зонда.

Таким образом, и приведенную зависимость, и данные таблицы следует рассматривать как сугубо ориентировочные. Конкретные значения угла внутреннего трения будут отличаться для различных грунтов.

Определение показателей водопроницаемости. Фильтрационные свойства грунтов определяют как в лабораторных, так и в полевых условиях. При лабораторных опытах грунт помещают в трубку и пропускают через него воду под некоторым напором. Измеряя расход воды и зная напор, легко подсчитать коэффициент фильтрации. Кроме того, коэффициент фильтрации рассчитывается по эмпирическим формулам. Однако полученные в этом случае величины коэффициента фильтрации являются весьма приблизительными.

В полевых условиях водопроницаемость определяется либо путем откачек, если грунт водоносен, либо путем наливов в сухие несвязные грунты или нагнетений в скальные и полускальные грунты.

Сравнение коэффициентов фильтрации, полученных в лабораторных и полевых условиях, показывает их существенное различие. Причинами таких расхождений являются, в частности, разная плотность грунта в природном залегании и в приборе, невозможность изучения в лаборатории водопроницаемости грунтов, содержащих крупные обломки, и др. Кроме того, под действием напора воды

в грунте происходят процессы, приводящие к изменению коэффициента фильтрации. Эти процессы захватывают весь образец, находящийся в приборе, и лишь часть объема грунта, через который фильтруется вода на пути к скважине или от нее.

Так, коэффициенты фильтрации, полученные в лаборатории для моренных песков и супесей, в 5—10 раз превышают этот показатель, рассчитанный по результатам откачек. Для суглинков отмечается обратная зависимость из-за наличия песчаных прослоев в толще морены. Р. С. Зиангиров установил, что для моренных суглинков коэффициент фильтрации по лабораторным исследованиям составил 10^{-8} см/сек, а по откачкам из шахт — 10^{-5} см/сек [21].

Определение показателей, характеризующих поведение грунта при динамических воздействиях на него. Показатели, с помощью которых оценивается реакция грунта на динамические воздействия, определяют на специальных приборах. Конструкция этих приборов такова, что позволяет передавать на грунт колебания определенной амплитуды и частоты.

При изучении критического ускорения $\alpha_{кр}$, отвечающего плотности, при которой начинается уплотнение песка, фиксируется осадка поверхности образца.

Коэффициент и модуль динамического уплотнения определяют на вибростоле, измеряя изменение плотности песка во времени и наблюдая при этом за величиной динамического напора, который возникает в водонасыщенном образце при его сотрясении с ускорением, превышающим критическое [45].

Опыты по определению сжимаемости и сопротивления сдвигу в условиях вибрации также проводят на вибростолах, но, естественно, другой конструкции. В приборе, предложенном Н. Н. Ермолаевым и Н. Н. Сениным, срез осуществляется за счет увеличения мощности колебаний при постоянном сдвигающем усилии или в результате нарастания горизонтальной нагрузки при постоянных характеристиках колебаний.

Методика определения

Методика исследования показателей свойств грунтов в значительной мере определяет величины этих показателей. Например, в зависимости от скорости приложения нагрузки к образцу в компрессионном приборе величины относительной деформации различаются в 1,5 — 2 раза [62]. Сопротивление сдвигу в зависимости от длительности опыта может изменяться в 2 — 2,5 раза. Влияние методики проведения опыта на сопротивление сдвигу озерно-ледниковых ленточных глин иллюстрируется табл. 26.

Условия нагружения грунта характеризуют его поведение не только при лабораторном опыте, но и в основании сооружений. Так, быстрое увеличение давления на основание явилось одной из причин деформации кольцевого фундамента газгольдера [39]. То же обстоятельство привело к развитию неравномерных осадок

Схема испытания	Влажность до опыта в %	Угол внутреннего трения в град	Сцепление в кг/см^2	Нагрузки при сдвиге в кг/см^2
Без предварительного уплотнения, сдвиг медленный	39	6	0,20	0,10; 0,20; 0,35
С предварительным уплотнением под нагрузкой $1,5 \text{ кг/см}^2$, сдвиг медленный	32	14	0,10	0,5; 1,0; 1,5
Без предварительного уплотнения, сдвиг быстрый	39	5	0,27	0,10; 0,20; 0,35
С предварительным уплотнением под нагрузками среза, сдвиг в течение 45 мин	32—37	20	0,03	0,5; 1,0; 1,5

под разными углами бака для хранения мазута (от 10 до 23 см), что вызвало появление трещин в теле бака.

Методика определения сжимаемости грунтов. Методика исследований механических свойств грунтов определяется следующим комплексом факторов:

- 1) стадией проектирования и типом проектируемого сооружения;
- 2) величиной, направлением и характером приложения нагрузки на грунты основания;
- 3) типом грунта и историей его геологического развития (вещественный состав, структурно-текстурные особенности, свойства, условия залегания и т. д.).

В ходе предварительных исследований, когда конкретные сведения о проектируемых сооружениях, как правило, отсутствуют, следует стремиться к получению данных, которые позволили бы охарактеризовать грунт в условиях естественного залегания. При этом нужно иметь в виду, что поведение глинистого грунта под нагрузкой, передаваемой сооружением, во многом зависит от того, будет ли грунт уплотняться давлением от веса сооружения. Очевидно, что уплотнение произойдет лишь в том случае, если нагрузка от веса сооружения будет больше нагрузки начала сжатия этого грунта.

Вопрос о существовании нагрузки начала сжатия долгое время оставался дискуссионным. Однако работы, выполненные в последние годы, показали, что эта нагрузка отчетливо проявляется даже у слабых глинистых грунтов [40; 71; 87 и др.]. Ее существование подтверждается и следующими теоретическими соображениями. В любом глинистом грунте как естественного, так и нарушенного сложения действуют силы взаимодействия между частицами, ко-

которые обеспечивают связность этого грунта. Очевидно, что сжатие грунта начнется только после того, как, во-первых, внешняя нагрузка превысит силу взаимодействия между частицами, а, во-вторых, эта нагрузка создаст такой напор, при котором начнется фильтрация воды из грунта.

Соотношение нагрузок, которые требуются для разрушения структурных связей и преодоления начального градиента, может быть разным. Нагрузке начала сжатия отвечает наибольшая из них [16]. Следует отметить, что нагрузка начала сжатия зафиксирована не только у глинистых, но и у песчаных и скальных грунтов.

Таким образом, важной задачей при оценке деформируемости глинистых грунтов является определение нагрузки начала сжатия. Для этого первые ступени нагрузки прикладываются малыми долями. Для слабых глинистых грунтов — ленточных глин, аллювиальных старичных отложений, илов и других отложений, относящихся к грунтам предельно малой и малой степени литификации (по классификации В. Д. Ломтадзе), — компрессионные испытания рекомендуется проводить следующими ступенями нагружения — 0,05; 0,1; 0,2; 0,3; 0,5; 0,75; 1,0; 1,5; 2,0; 3,0; 4,0 и 6,0 $\kappa\Gamma/\text{см}^2$ [11].

Учитывая, что в естественных условиях передача на слабые грунты давлений свыше 2—3 $\kappa\Gamma/\text{см}^2$, как правило, невозможна, при компрессионных исследованиях следует ограничиваться именно этими величинами. Для глинистых грунтов средней плотности первые ступени нагрузки могут быть увеличены до 0,1 — 0,2 $\kappa\Gamma/\text{см}^2$, а для плотных глин — до 0,5 — 2,0 $\kappa\Gamma/\text{см}^2$, в зависимости от свойств грунта.

Во время предварительных исследований не имеет смысла стремиться к получению точной характеристики параметров компрессионной кривой. Поэтому после того как определена нагрузка начала сжатия, можно сразу прикладывать конечную нагрузку, которая составляет обычно 2—6 $\kappa\Gamma/\text{см}^2$, в зависимости от вида сооружения, для которого ведутся изыскания. Для слабых грунтов в ряде случаев приходится давать промежуточные ступени нагрузки.

Для выяснения возможности применения рекомендуемой методики были выполнены эксперименты с глинистым грунтом нарушенного сложения. Показатели состава и физических свойств исследованных образцов приведены в табл. 27. Образец уплотнялся до полной стабилизации осадки нагрузками 0,25; 0,5; 1; 2; 4 и 6 $\kappa\Gamma/\text{см}^2$. Образец № 2 выдерживался до полной консолидации под нагрузками 0,25; 0,5; 1 и 6 $\kappa\Gamma/\text{см}^2$, в то время как нагрузки 2 и 4 $\kappa\Gamma/\text{см}^2$ передавались на образец в течение 1 ч. К образцу № 3 последовательно прикладывались нагрузки 0,25; 0,5; 1 и 6 $\kappa\Gamma/\text{см}^2$, которые выдерживались до полного затухания осадки. Образец № 4 уплотнялся в течение 24 ч следующими нагрузками: 0,25; 0,5; 1,0; 2,0; 4,0 и 6,0 $\kappa\Gamma/\text{см}^2$.

Результаты всех опытов изображены на рис. 12, из рассмотрения которого видно, что при давлении 1 $\kappa\Gamma/\text{см}^2$, при котором

Наименование показателя	Номера образцов							
	1		2		3		4	
	Значения показателей							
	до	после	до	после	до	после	до	после
опыта		опыта		опыта		опыта		
Влажность в %	47	35	46	33	44	32	45	33
Объемный вес в T/M^3	1,73	1,85	1,71	1,81	1,75	1,83	1,70	1,77
Объемный вес скелета в T/M^3	1,18	1,37	1,17	1,36	1,21	1,38	1,17	1,34
Удельный вес в T/M^3	2,79		2,79		2,79		2,79	
Коэффициент пористости	1,37	1,04	1,38	1,05	1,30	1,01	1,38	1,09
Число пластичности в %	21		21		21		21	

образцы № 1—3 выдерживались до стабилизации осадки, разница в величине относительной деформации достигала 1%. Наибольшее

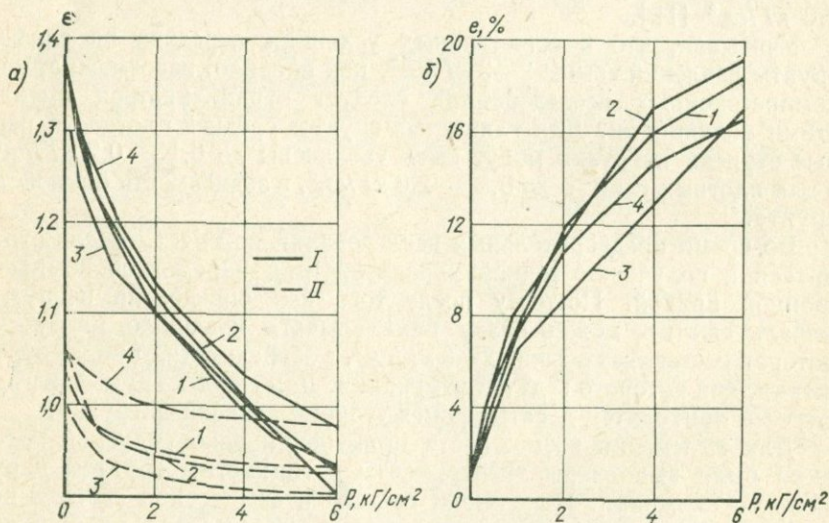


Рис. 12. Сжимаемость глин при разной методике проведения опыта

а — зависимость коэффициента пористости от давления; I — кривая нагрузки; II — кривая разгрузки; б — зависимость относительной деформации от нагрузки.

Цифры у кривых соответствуют номерам образцов в табл. 27

различие в сжимаемости всех образцов при нагрузке 6 кг/см^2 составило 2%. Таким образом, можно считать, что при «скоростном» методе испытаний величина относительной деформации по сравнению с обычным методом для исследованных грунтов оказалась заниженной примерно на 1%. Это дает относительную ошибку порядка 4—6%, что вполне допустимо.

Для предварительной оценки просадочности лёссовых грунтов Я. Д. Гильман и Э. М. Садэтова рекомендуют использовать «совмещенный» метод, который близок к изложенному выше. При изучении просадочности лёссовых грунтов по «совмещенному» методу три образца нагружаются вертикальной нагрузкой, прикладываемой сразу без промежуточных ступеней, с последующим замачиванием образца. По данным исследований, выполненных авторами этого метода, результаты оказываются завышенными по сравнению с методом «одной кривой», но меньшими, чем по методу «двух кривых» [13].

На более поздних стадиях проектирования (проектное задание) обычно рассматриваются несколько вариантов конструкции сооружения. В связи с этим исследования должны проводиться по методике, отвечающей работе грунта в основании сооружения в данных инженерно-геологических условиях. Эта методика определяется в соответствии с каждым конкурирующим вариантом сооружения.

На стадии рабочего проектирования, когда известен тип сооружения, методика испытаний должна быть тесно увязана с особенностями конструкции и работы сооружения. По этой методике обычно повторяется один из вариантов, использовавшихся в опытах на предыдущей стадии. Максимальное давление на образец принимается равным сумме давлений от веса сооружения и от веса толщи грунта на глубине отбора пробы. Ступени нагрузок должны учитывать темпы возведения сооружения. Согласно «Временным указаниям по инженерно-геологическим исследованиям слабых водонасыщенных глинистых грунтов», если такие грунты служат основанием крупнопанельного десятиэтажного дома, то при максимальном давлении под подошвой 2 кг/см^2 они будут воспринимать нагрузку от веса каждого этажа панелей ступенями, равными $0,2 \text{ кг/см}^2$. Поэтому в данной ситуации рекомендуется нагружать образец в приборе такими же ступенями [11].

Иногда подобные сведения отсутствуют. В таком случае методике компрессионных испытаний целесообразно назначать исходя из следующих соображений. Для наиболее распространенных типов грунтов сжимаемость образцов после уплотнения их нагрузками порядка $1\text{--}2 \text{ кг/см}^2$ резко уменьшается, и на графике зависимости коэффициента пористости от вертикального давления компрессионная кривая асимптотически приближается к прямой, параллельной оси давлений. Поэтому последующие ступени нагрузки могут составлять по $2\text{--}4 \text{ кг/см}^2$ и более в зависимости от плотности грунта.

Вопрос об исследовании сжимаемости лёссовых грунтов является одним из наиболее дискуссионных. Существуют два основных метода определения относительной просадочности — метод одной кривой и метод двух кривых. Метод одной кривой состоит в том, что образец уплотняется в приборе при естественной влажности, а затем при некоторой нагрузке замачивается, и опреде-

ляется просадочность грунта. При использовании метода двух кривых из монолита вырезаются два образца, один из которых испытывается при природной влажности, а второй — после замачивания грунта. Разность относительной сжимаемости при одной и той же величине нагрузки характеризует просадочность грунта.

Противники метода двух кривых в качестве одного из основных доводов приводят то соображение, что из-за большой неоднородности лёссовых грунтов два образца, вырезанные из одного и того же монолита, будут неизбежно отличаться по своим физическим свойствам, а следовательно, и по степени просадочности. Для проверки этого положения по данным, опубликованным А. М. Дранниковым, Т. И. Арефьевой, Р. Ф. Фомичевой, Я. Д. Гильманом и Э. М. Садэтовой, было подсчитано отношение дисперсий степени просадочности, определенной обоими методами (критерий Фишера). Оказалось, что в 10 случаях из 11 расхождения между дисперсиями были несущественными при пятипроцентном уровне значимости. Таким образом, данные опытов не позволяют утверждать, что какой-либо метод более точен по сравнению с другим.

Главным недостатком метода двух кривых является то, что он не моделирует работу грунта в основании сооружения. Поэтому более правильно изучать просадочность лёссовых грунтов по методу одной кривой. Если предполагается, что замачивание может произойти во время строительства, то заливка образца производится при соответствующей нагрузке, а затем опыт продолжается вплоть до передачи на грунт давления, отвечающего полной проектной нагрузке на основание сооружения.

Существенное влияние на просадочность лёссовых грунтов оказывает состав воды, заливаемой в прибор. Это иллюстрируется опытами А. Л. Рубинштейна, А. А. Кириллова и Л. Г. Балаева [65]. Табл. 28 показывает, что ошибка в определении просадочности может достигать 35—40%. Это обстоятельство необходимо учитывать при исследованиях на стадии рабочих чертежей.

Для ответственных сооружений, возводимых на лёссах и лёссовидных грунтах, на заключительных этапах изысканий проводятся длительные компрессионные опыты (до 30—50 дней и более), позволяющие оценить осадку грунта за счет выщелачивания солей. Особое значение длительные эксперименты имеют для сильнозасоленных грунтов (дополнительная просадка в слабо- и средnezасоленных лёссах не превышает 8—12%).

Если известно, что грунт в процессе строительства будет свободно набухать, образцу перед уплотнением создают такие же условия. Дальнейшая методика проведения эксперимента не отличается от рассмотренной выше.

Во всех других случаях (переменные, пульсирующие, ударные нагрузки и т. п.) опыты проводятся по специальной методике на приборах особой конструкции.

Исследование сжимаемости грунтов требует много времени. Для проведения одного опыта, если каждая ступень нагрузки вы-

держивается до стабилизации осадки, необходимо затратить 5—7 и более суток. Подсчеты же показывают, что основная часть осадки (90—95%) под каждой ступенью нагрузки протекает за 4—6 часов в зависимости от состава, свойств грунта и величины нагрузки. Следовательно, для большинства грунтов в производственной практике можно ограничиться именно этими промежутками времени.

Методика определения параметров прочности. Методика определения сопротивления сдвигу зависит от того же комплекса факторов, что и методика компрессионных испытаний, т. е. от стадии проектирования, нагрузки от веса сооружений и особенностей грунта. Кроме того, прочность грунта зависит от того, будет ли он уплотняться нагрузкой от веса сооружения. Поэтому сдвиговым опытам должны предшествовать компрессионные исследования. Все сказанное в особой мере относится к глинистым грунтам, схема изучения которых и рассматривается ниже.

В ходе предварительных исследований сдвиговые испытания должны охарактеризовать поведение грунта в условиях естественного залегания. Методика опытов в этом случае будет зависеть от физического состояния грунта, предопределяемого, в свою очередь, историей его формирования.

Максимальная нагрузка при сдвиге обуславливается нагрузкой начала сжатия. Срез производится по методике быстрого сдвига, т. е. в течение 30 сек без предварительного уплотнения. Для слабых грунтов, нагрузка

Таблица 28

Раствор или вода	Состав раствора или воды в г/л						Средняя величина степени просадочности грунта при увлажнении в %		
	Плотный остаток	HCO ₃	Cl	SO ₄	Ca	Mg	Na (по разности)	водопроводной водой	растворами или дистиллированной водой
Дистиллированная вода	0,000	—	—	—	—	—	—	1,27	1,32
Водопроводная вода	0,248	0,096	0,010	0,060	0,036	0,012	0,005	—	—
Раствор:	0,456	0,156	0,0082	0,173	0,097	0,00189	—	2,23	2,05
№ 4	1,406	0,134	0,020	0,770	0,105	0,076	0,168	2,18	1,73
№ 3	2,812	0,268	0,040	1,540	0,210	0,152	0,336	2,55	1,85
№ 1									

начала сжатия которых составляет менее $0,1 \text{ кг/см}^2$, проводится быстрый сдвиг под нагрузками, практически исключаящими уплотнение грунтов в процессе опыта. Величины вертикальных нагрузок выбираются в зависимости от свойств изучаемого грунта. Таким образом, подобные условия испытаний на данной стадии исследований позволяют получить прочностные характеристики грунта в его естественном сложении или близком к нему и, кроме того, сокращают время, затрачиваемое на лабораторные работы.

На стадии проектного задания, как уже упоминалось, исследование прочности проводится для каждого из рассматриваемых вариантов сооружения. На стадии рабочего проектирования, когда методика экспериментов должна соответствовать выбранной для строительства конструкции, в зависимости от степени естественной уплотненности грунта, типа структурных связей, сложения грунта, степени влажности и нагрузки от веса сооружения могут возникнуть следующие варианты испытаний.

А. Грунты естественного сложения, водонасыщенные. Нагрузка начала сжатия больше или равна нагрузке от веса сооружения. Такие условия работы характерны для легких сооружений или для сооружений, в основании которых залегают очень плотные глины. В этом варианте предполагаются два случая: отсутствие возможности набухания грунта и возможность его набухания. При отсутствии возможности набухания ни в процессе строительства, ни после возведения сооружения грунт не изменит своей естественной плотности.

Так как сооружение своим весом не сможет уплотнить грунт, то и опыты проводятся без предварительного уплотнения, причем максимальная нагрузка при сдвиге равна нагрузке, которая будет передаваться на грунт после возведения сооружения. Выбор приборов, на которых проводится опыт, в этом случае роли не играет, так как результаты исследований в стабилOMETрах и сдвижных приборах вполне сопоставимы. Однако следует иметь в виду, что применение стабилOMETров наиболее целесообразно для грунтов, дающих хрупкий или полухрупкий характер разрушения.

Если грунт получает возможность набухать, то опыты моделируют следующие два случая:

а) быстрая замена веса грунта, вынутого из котлована, весом сооружения. Сдвиг проводится на образцах, которые предварительно подвергаются набуханию под давлением, равным нагрузке от веса сооружения и перекрывающей грунт толщи. Опыт ведется в условиях закрытой системы, которая обеспечивает сохранение плотности образца под максимальным давлением, соответствующим весу сооружения;

б) в лаборатории создают условия для свободного набухания образцов, которые загружаются после этого нагрузкой, соответствующей весу сооружения. Нагрузка начала сжатия оказывается практически близкой к нулю в результате свободного набухания.

Вариант испытания выбирается исходя из соображений, излагаемых ниже. Выбор приборов, как и ранее, роли не играет.

Нагрузка начала сжатия меньше нагрузки от веса сооружения. Если грунт обладает низкой водопроницаемостью, то процесс консолидации будет продолжаться длительное время после возведения сооружения. Рассматриваемый случай имеет значение для гидротехнических, промышленных и гражданских сооружений. Для откосов он будет играть роль при их значительной пригрузке, большой глубине выемок, а также при снятии напора в процессе осушения мощных водоносных горизонтов.

Очевидно, что при таких условиях работы сооружения сдвиг должен производиться под нагрузками, соответствующими давлению, которое передается на грунт после возведения сооружения, и меньшими, без предварительного уплотнения. Наиболее предпочтительными приборами для этой схемы являются стабилметры.

Сдвижные приборы могут применяться лишь в том случае, если в них обеспечивается консервация порового давления. В условиях облегченной фильтрации, т. е. при довольно интенсивном уплотнении грунта, испытания на сдвиг должны проводиться при эквивалентности плотности-влажности нагрузке.

При сопоставлении данных о характере сжимаемости грунтов с темпами проведения строительных работ может оказаться, что основная часть осадки произойдет в строительный период. Методика испытания для получения показателей, характеризующих прочность грунта как в строительный, так и в эксплуатационный периоды, одинакова и заключается в исследовании образцов, которые предварительно уплотняются нагрузкой, соответствующей давлению от веса сооружения и перекрывающей исследуемый грунт толщи.

Максимальная вертикальная нагрузка при сдвиге принимается равной уплотняющей. В стабилметре при этом варианте исследований опыты ведутся по открытой системе.

Если темпы приращения нагрузки настолько велики, что процесс консолидации протекает в основном в эксплуатационный период, то при моделировании работы сооружения в строительный период сдвиг проводится без предварительного уплотнения. Нагрузки, прикладываемые к образцу во время сдвига, не должны вызывать его уплотнения. В стабилметре испытания ведутся по закрытой системе. При моделировании работы сооружения в эксплуатационный период испытания на сдвиг проводятся так же, как в том случае, когда осадка происходит во время строительства.

Б. Грунты нарушенного сложения, водонасыщенные. При исследованиях грунтов, служащих материалом для земляных сооружений, а также уложенных в отвалах выемок и т. п., сопротивление сдвигу определяется на искусственно приготовленных образцах, объемный вес скелета которых равен объемному весу скелета грунта в теле сооружения. При изучении прочности отсыпанных

грунтовых масс схема испытания должна предусматривать неконсолидированное и консолидированное состояние грунта.

Чтобы определить параметры прочности грунтов сразу после их укладки или для получения характеристик сопротивления сдвигу, например после оттаивания и т. д., сдвиг проводится под нагрузкой, соответствующей давлению от насыпи, при сохранении плотности образца в процессе среза.

Консолидированное состояние грунтов будет моделироваться сдвигом предварительно уплотненных образцов под наибольшим давлением, равным нагрузке от веса сооружения.

В. Грунты естественного и нарушенного сложения, неводонасыщенные. В грунтах неводонасыщенных уплотнение вначале происходит без отжима воды. Поэтому здесь следует экспериментально или расчетом определять ту нагрузку, при которой начинает уменьшаться влажность, т. е. грунт становится водонасыщенным. Экспериментальное определение такой нагрузки состоит в том, что серия образцов уплотняется под разными вертикальными давлениями и вычисляется степень влажности этих образцов после опыта с каждым из образцов.

Расчетный способ, позволяющий найти ориентировочное значение искомого давления, заключается в следующем. Пусть исходный неводонасыщенный грунт характеризуется такими показателями, как удельный вес γ_q ; объемный вес скелета γ_c , влажность W , коэффициент пористости ϵ . После сжатия образца до состояния, при котором он станет водонасыщенным, его коэффициент пористости будет равен $\epsilon_1 = \gamma_q W$. Так как $\gamma_q = \gamma_c (1 + \epsilon)$, то $\epsilon_1 = \gamma_c W (1 + \epsilon)$.

По имеющейся компрессионной кривой и по рассчитанному коэффициенту пористости легко найти ту нагрузку, при которой грунт станет водонасыщенным. Если определенная таким образом нагрузка меньше или равна давлению, передаваемому сооружением на грунт, то сдвиговые испытания проводятся так же, как для водонасыщенных грунтов естественного сложения, набухания которых происходить не будет.

Если же это давление превышает нагрузку от веса сооружения (степень влажности меньше единицы), то срез производится под нагрузкой, соответствующей нагрузке от веса сооружения. Уплотняющая нагрузка принимается равной этому давлению, а образец водой не насыщается. Если условия эксперимента требуют предварительного насыщения водой, то в дальнейшем опыт проводится в соответствии с пп. А и Б.

В ряде случаев предусматривается исследование прочности грунтов по разным методическим схемам, например в нарушенном и ненарушенном сложении или при естественной влажности и после водонасыщения (для лёссов и лёссовидных грунтов) и т. д.

Нередко возникает вопрос о сопротивлении сдвигу грунтов при разной степени их уплотнения. Для решения этого вопроса опыты выполняются по методике Н. Н. Маслова, т. е. при различном вре-

мени предварительного уплотнения образцов перед проведением сдвига.

Часто (особенно при незавершенной консолидации образца грунта в приборе) зависимость сопротивления сдвигу от вертикальной нагрузки при относительно больших значениях последней оказывается криволинейной. Это обстоятельство вынуждает отказываться от экстраполяции и выполнять опыты для всех интересных в практическом отношении величин нормальных давлений.

Весьма существенное влияние на величины параметров прочности оказывает продолжительность опыта. Многочисленные эксперименты, выполненные разными исследователями, показали, что наименьшая прочность грунта соответствует времени проведения опытов в течение 2—5 часов. Следовательно, если в основании сооружений допускаются ограниченные по величине деформации, то деформации ползучести не должны получать развития. В этом случае опыт ведется по схеме медленного сдвига, т. е. каждая ступень нагрузки прикладывается после затухания деформации от предыдущей ступени. Получаемые при этом величины сдвигающего усилия находятся на пороге ползучести и поэтому не вызывают развития процессов ползучести.

Для сооружений, в основании которых допускается развитие значительных деформаций, испытания на сдвиг должны проводиться в условиях, не допускающих развития процессов ползучести. Отсюда возникает необходимость проведения опыта в течение 40—50 минут.

Исследования сопротивления сдвигу песков должны выполняться при плотности, равной естественной, под нагрузками, максимальная из которых соответствует давлению, передаваемому сооружением и перекрывающей исследуемый грунт толщей. Уплотнение образца создается нагрузкой, прикладываемой к нему при срезе, и поэтому необходимость предварительного обжатия возникает только в тех случаях, когда исследования ведутся для очень тяжелых сооружений, давление от которых может привести к существенной перестройке сложения грунта или к дроблению слагающих его частиц. Продолжительность опытов практически не сказывается на их результатах и поэтому может составлять 3—5 мин.

Изучение грунтов, содержащих крупнообломочные включения, возможно только в приборах больших размеров.

Экспериментальное определение характеристик ползучести и длительной прочности требует постановки длительных опытов. Для определения порога ползучести образцы с одинаковыми физическими свойствами испытываются под разными вертикальными и горизонтальными нагрузками. Второй метод заключается в том, что исследуется один образец, к которому после затухания деформации от предыдущей ступени горизонтальной нагрузки прикладываются все возрастающие касательные напряжения.

По полученным таким образом результатам для постоянных вертикальных и горизонтальных нагрузок вычисляется коэффициент

вязкости по формуле, приведенной в гл. I. Последняя величина может быть приближенно найдена с помощью метода шарика, который состоит в определении скорости погружения шарика в грунт. Величину коэффициента вязкости вычисляют по формуле Стокса при постоянной скорости погружения шарика [46].

При проведении опытов в сдвижных приборах необходимо следить за тем, чтобы влажность и плотность образцов сохранялись неизменными в продолжение всего эксперимента. Для этого проще всего заливать в ванну прибора жидкость, предохраняющую грунт от высыхания, например автол.

Н. Н. Маслов рекомендует приближенно находить порог ползучести по уравнению $\tau_{lim} = ptg\varphi + c_c$, где c_c определяется методом «повторных сдвигов» [46].

Принципы назначения методики проведения полевых исследований деформируемости и прочности грунтов в основных чертах остаются теми же, что и для лабораторных работ. Отличие состоит в технике проведения опыта, в его продолжительности и т. п. Все эти вопросы подробно рассмотрены в соответствующих пособиях и монографиях.

Методика определения водопроницаемости грунтов. Выше уже упоминалось, что величины коэффициента фильтрации, полученные на основании лабораторных исследований, значительно отличаются от результатов полевых опытов. В связи с этим показатели водопроницаемости, рассчитанные по лабораторным данным, являются ориентировочными. При проведении опытов необходимо также иметь в виду, что под действием напора, создаваемого в приборе, пески уплотняются, причем степень уплотнения различна.

Чтобы получить коэффициент фильтрации грунта, отвечающий естественной плотности последнего, приходится проводить опыты при нескольких начальных плотностях образца, а затем по графику, связывающему показатель плотности (коэффициент пористости, объемный вес скелета и др.) с коэффициентом фильтрации, находить соответствующее природной плотности значение этого коэффициента.

Водопроницаемость глинистых грунтов изменяется в широких пределах в зависимости от их плотности, состава, сложения и др.

На ранних стадиях исследований вполне достаточно установить значение коэффициента фильтрации грунта естественной плотности. На стадии проектного задания и рабочих чертежей водопроницаемость определяют при одной-двух нагрузках, наибольшая из которых соответствует полному проектному давлению на грунт после возведения сооружения.

Большое влияние на водопроницаемость глинистых грунтов оказывает химический состав воды, фильтрующейся через образец. Об этом можно судить по данным С. С. Морозова, который изучал фильтрацию воды через суглинки, предварительно насыщавшиеся разными катионами. При этом водопроницаемость суглинков изменялась в зависимости от вида катиона в 160 раз [41]. Отсюда ста-

новится ясным, что резкого различия состава воды, омывающей грунт в условиях природного залегания и используемой в опыте, допускать нельзя.

Методика определения показателей, характеризующих поведение грунта при динамических воздействиях. Показатели, с помощью которых рассчитывается динамическая устойчивость песков (критическое ускорение, коэффициент динамического уплотнения, модуль динамического уплотнения), определяются при плотности, соответствующей ее расчетному значению для слоя. При этом полезно выполнять эксперименты на образцах с объемным весом скелета, большим и меньшим, чем его расчетное значение, что даст возможность при изменении объемного веса скелета откорректировать значения динамических характеристик грунта.

Н. Н. Маслов рекомендует при определении критического ускорения частоту колебаний принимать равной 15—20 *гц*, что соответствует собственной частоте колебаний песка, увеличивая в процессе опыта амплитуду колебаний [45].

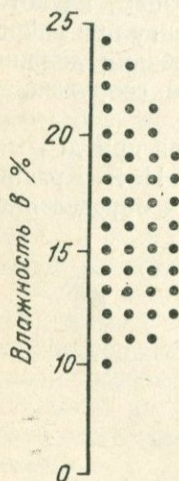
Аналогичные требования предъявляются к образцам, на которых определяются сжимаемость и сопротивление сдвигу при вибрационных воздействиях на грунт. Параметры колебаний должны соответствовать их характеристикам, передаваемым сооружением на грунт основания.

Показатели, характеризующие поведение грунтов при динамических воздействиях, подробно рассмотрены в работе Н. А. Красникова «Динамические свойства грунтов и методы их определения» (Л., Стройиздат, 1970).

СПОСОБЫ ПРЕДСТАВЛЕНИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ ЛАБОРАТОРНЫХ И ПОЛЕВЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ СОСТАВА И СВОЙСТВ ГРУНТОВ

Результаты изучения физико-механических свойств грунтов выражаются в виде цифрового материала, удобное и наглядное представление которого во многом способствует правильному выбору расчетных показателей. Ниже рассматриваются практические приемы представления показателей свойств грунтов.

Основными видами представления экспериментального материала являются табличный и графический. Реже опытные данные выражаются с помощью эмпирических формул [82].



Табличный способ представления результатов определений физико-механических свойств грунтов относится к наиболее простым, но в то же время и наименее наглядным. Таблицы используются в тех случаях, когда опытные данные трудно или невозможно выразить графически или этих данных недостаточно для построения графика. Как правило, табличный способ является вспомогательным при обработке материалов исследований другими способами, но имеет и самостоятельное значение при выполнении различных расчетов.

Рис 13. График рассеяния значений естественной влажности

Графический способ обработки и представления результатов исследований отличается наглядностью. Он позволяет легко сравнивать изучаемые величины и может применяться при любом числе показателей. Однако графический способ обладает одним существенным недостатком — он не дает полной количественной оценки исследуемого показателя.

Представление данных с помощью эмпирических формул в инженерно-геологической практике используется редко, хотя такие формулы удобны для расчетов и часто помогают вскрыть и проанализировать сущность изучаемого явления.

Табличные приемы представления результатов изучения свойств грунтов широко известны и поэтому в дальнейшем рассматриваться не будут.

Универсальным способом представления результатов лабораторных и полевых опытов является уже упоминавшийся график рассеяния, введенный в инженерно-геологическую практику Н. Н. Масловым. Принцип построения графика ясен из рис. 13. Абсцисса графика отсутствует, а его размеры определяются наглядностью изображения и удобством черчения.

Изображение расчетных показателей

Объемный вес. Наиболее удобным способом представления результатов изучения объемного веса грунтов является график рассеяния, позволяющий оценить степень разброса значений, составить представление о числе опытов и др.

Показатели прочности грунта. При обработке результатов исследований прочности грунтов нередко ограничиваются построением графиков зависимости сопротивления сдвигу от нагрузки при срезе. Такие графики имеют смысл, если все исследуемые образцы характеризуются одними и теми же свойствами после уплотнения их разными вертикальными нагрузками. В противном случае неясно, к какой плотности, влажности или другому свойству относятся параметры трения и сцепления, полученные с помощью графика.

Иногда, например при определении прочности слабых глинистых грунтов после предварительного уплотнения образцов вертикальной нагрузкой, сцепление, которое определяется по графику зависимости сопротивления сдвигу от нормального давления, оказывается отрицательным. Это явление вполне закономерно и объясняется несоответствием друг другу плотности и влажности образцов, срезаемых под разными нагрузками. В этом случае испытываются образцы, которые отличаются не только по своим физическим свойствам, но и по прочности структурных связей, т. е., по сути дела, разные грунты.

Поэтому правильнее и удобнее строить графики зависимости сопротивления сдвигу от плотности, влажности, пределов пластичности или других показателей состава и свойств отдельно для каждой вертикальной нагрузки при опыте. Затем эти графики перестраиваются в график связи между кривыми сопротивления сдвигу от вертикальной нагрузки, каждая из которых соответствует определенной градации показателя состава или свойств.

Рядом с графиком в таблице помещаются данные, полученные в результате обработки, например значения влажности, объемного веса скелета и т. п., и отвечающие им значения коэффициента внутреннего трения, угла внутреннего трения и сцепления.

Такой метод обработки результатов испытаний особенно нагляден, если опыты проводились при различной степени уплотнения грунта перед сдвигом: без уплотнения, затем при нескольких степенях уплотнения, промежуточных между нулевой и полной консолидацией образца под данной вертикальной нагрузкой, и, наконец, при полной консолидации грунта (методика Н. Н. Маслова).

С помощью серии подобных графиков можно оценить характер и значимость изменения сопротивления грунта сдвигу в пределах от его природной плотности до плотности, отвечающей сжатию грунта под данной вертикальной нагрузкой.

Если при этом окажется, что прочность уплотненного грунта ниже сопротивления сдвигу образца естественной плотности, то это будет свидетельствовать о разрушении структурных связей в грунте при его уплотнении или при взаимодействии с водой (когда обжатие ведется с заливкой прибора водой). Если испытания на сдвиг грунтов проводились с нарушением их сложения, то результаты исследований представляются в виде графиков, аналогичных рассмотренным выше. При этом важно показать, как изменяются показатели сопротивления сдвигу грунта при нарушении его естественного сложения. Для этого следует провести обработку результатов испытаний грунтов обоих типов сложения одинаковым образом, выбирая наиболее наглядную форму графика.

Н. Н. Маслов рекомендует строить зависимость сопротивления сдвигу от влажности в полулогарифмической системе координат, спрямляя тем самым эту зависимость [47].

Показатели деформируемости грунта. При обработке результатов компрессионных испытаний зачастую строят только кривые сжимаемости. Однако такие кривые, как правило, носят иллюстративный характер. Значительно большую пользу приносят графики зависимости между величиной относительной деформации или модулем осадки и уплотняющей нагрузкой. Наконец, основными материалами являются графики зависимости, аналогичные используемым при обработке результатов определения прочности грунтов. При этом полезным, особенно при большом числе опытов, оказывается следующий способ. Вначале строятся графики зависимости между начальным коэффициентом пористости ϵ_0 и коэффициентом пористости, полученным при давлении от первой ступени нагрузки ϵ_1 , затем между ϵ_1 и ϵ_2 , где ϵ_2 — коэффициент пористости образца под второй ступенью нагрузки и т. д. Осредняющие прямые для каждого графика следует проводить, пользуясь методом наименьших квадратов. Таким образом получают семейство прямых $\epsilon_1 = f_1(\epsilon_0)$; $\epsilon_2 = f_2(\epsilon_1)$ и т. д.

Задаваясь значениями начального коэффициента пористости, легко вычислить величины коэффициента сжимаемости, относительной деформации или модуля осадки. Далее, установив соотношения между показателями состава и свойств и начальным коэффициентом пористости, можно связать эти показатели с характеристиками сжимаемости. Если требуется оценить изменение сжимаемости во времени, то строятся также кривые сжатия. Для большей наглядности и удобства построения время на графике откладывается в логарифмическом масштабе.

Можно также находить средние (крайние и др.) значения для групп образцов с близкими начальными влажностью, плотностью или другими показателями.

Очевидно, что результаты опытов, которые проводились по разным методическим схемам, обрабатываются раздельно.

Примеры обработки результатов компрессионных исследований приведены на рис. 14. На рис. 15 изображена зависимость нагрузки начала сжатия от влажности перед опытом для верхнепермских глинистых отложений (по Д. В. Шнитникову). График дает возможность установить, при какой нагрузке на грунт при данной его влажности можно ожидать начала уплотнения.

Принципы представления результатов изучения свойств грун-

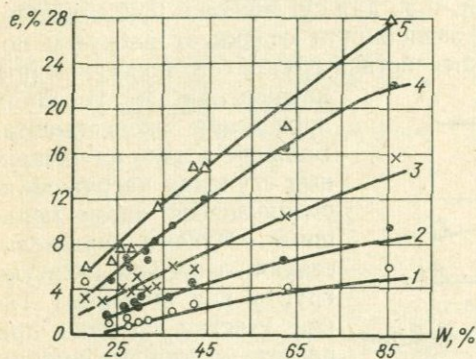


Рис. 14. Влияние влажности на сжимаемость глин при нагрузках

1 — 0,5 кг/см²; 2 — 1 кг/см²; 3 — 2 кг/см²;
4 — 4 кг/см²; 5 — 6 кг/см²

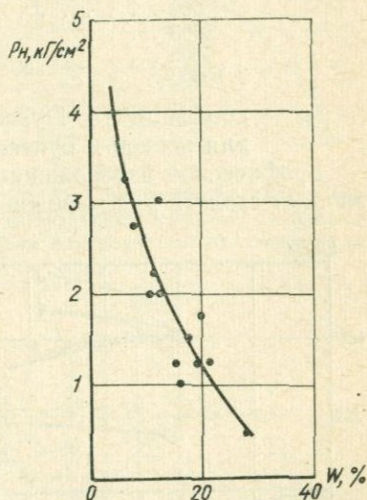


Рис. 15. Зависимость нагрузки начала сжатия верхнепермских глин от естественной влажности

тов в полевых условиях не отличаются от принципов изображения данных лабораторных опытов. Однако по форме между ними существуют некоторые различия.

Результаты испытаний грунта статической нагрузкой обычно представляют в виде зависимости осадки штампа и реперов, установленных под ним и на грунте, от нагрузки. Последние графики обычно составляются при исследованиях скальных грунтов. Точки на графике соответствуют конечной осадке от каждой ступени нагрузки.

Зависимость «осадка — нагрузка» имеет ступенчатый характер, поскольку нагружение штампа занимает некоторое время, в течение которого грунт уплотняется. На этот же график наносится кривая разгрузки. На кривой зависимости осадки от нагрузки выделяется прямолинейный участок, после чего вычисляется модуль деформации E по формуле:

$$E = (1 - \mu^2) \frac{Q}{Sd},$$

где Q — нагрузка на штамп, соответствующая концу прямолинейного участка;

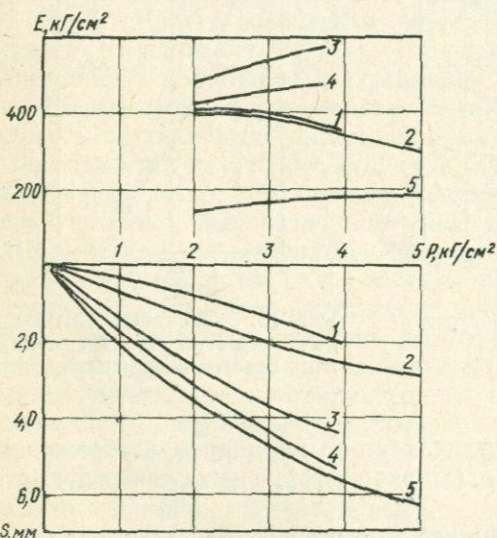
S — осадка штампа при нагрузке Q ;

d — диаметр штампа или круга, равновеликого площади штампа, если форма последнего в плане отличается от круга. Значения d приведены ниже.

Площадь штампа в см ²	d в см
600	27,7
2500	56,2
5000	79,8
10000	112,6

μ — коэффициент Пуассона, который принимается равным 0,30 для песков и супесей, 0,35 для суглинков и 0,42 для глин.

Графическое изображение зависимости осадки от нагрузки позволяет сделать ряд выводов о свойствах грунта, его поведении при



нагрузении и условиях проведения эксперимента. Большие осадки на начальных ступенях нагружения, сменяющиеся затем меньшими осадками, свидетельствуют о плохой зачистке грунта под штампом. Такие участки графика при расчете модуля деформации не принимаются во внимание. Если грунт не сжимается в интервале нагру-

Рис. 16. Зависимость сжимаемости моренных грунтов от состава

1 — пески; 2—4 — супеси; 5 — суглинки

зок $0-r$, то это означает, что нагрузка начала сжатия равна r . При правильном проведении опыта горизонтальный участок на кривой присутствует в подавляющем большинстве случаев. Если осадки начинают плавно затухать по мере роста вертикального давления, что свидетельствует о залегании вблизи подошвы штампа плотного грунта, то опыт бракуется.

Аналогичным образом приходится поступать, если приращение осадки под данной ступенью нагрузки больше, например, чем приращение от последующей ступени давления, или меньше, чем от предыдущей ступени. Это объясняется обычно неисправностями аппаратуры или измерительных приборов [78].

При исследованиях скальных грунтов составляются зависимости осадки реперов от нагрузки, которые позволяют оценивать

сжимаемость грунта у штампа и под ним, а также графики связи между углом перекоса штампа, который появляется за счет различной трещиноватости основания штампа, и вертикальной нагрузкой.

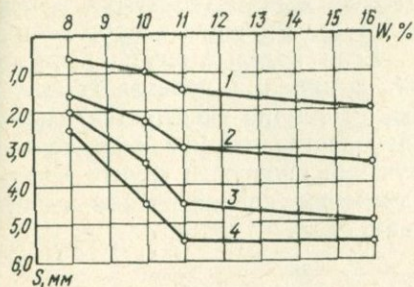


Рис. 17. Зависимость сжимаемости моренных грунтов от естественной влажности при нагрузках

1 — 1 кг/см²; 2 — 2 кг/см²; 3 — 3 кг/см²; 4 — 4 кг/см²

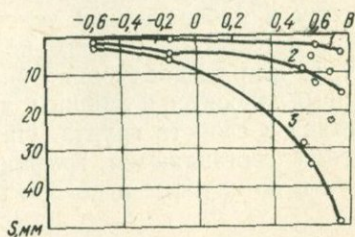


Рис. 18. Зависимость сжимаемости моренных грунтов от показателя консистенции при нагрузках

1 — 1 кг/см²; 2 — 2 кг/см²; 3 — 3 кг/см² (по материалам ИСИА Гостроя БССР)

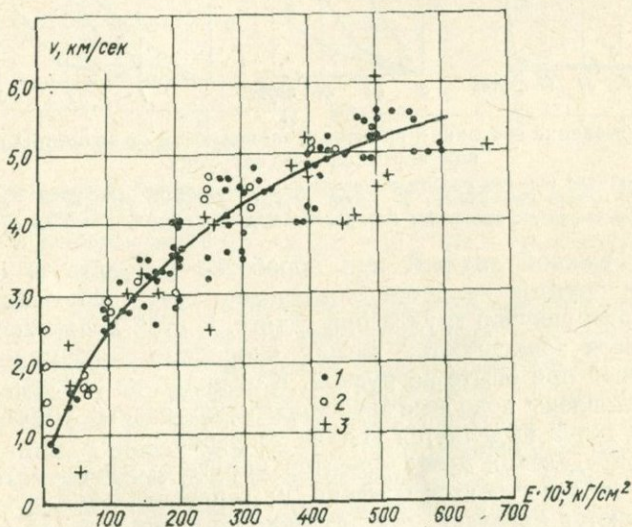


Рис. 19. Взаимосвязь между модулем деформации и скоростью распространения продольных волн в скальных грунтах (по Болло)

1 — граниты, гнейсы, кристаллические сланцы; 2 — песчаники; 3 — известняки

После расчета модуля деформации необходимо попытаться установить его связь с показателями состава, состояния и свойств грунта. Подобные зависимости приведены на рис. 16—18.

Для скальных и полускальных грунтов в ряде случаев такая зависимость наблюдается между модулем деформации и скоростью

распространения упругих волн (рис. 19), коэффициентом трещи-
ной пустотности, показателем интенсивности трещиноватости и др.

Результаты определения характеристик прочности грунтов в по-
левых условиях методом прямого сдвига представляются в виде
графиков, аналогичных составляемым при изучении сопротивления
сдвигу в лабораторных условиях. Если полевые опыты проводи-
лись методом обрушения целиков, выпирания призмы грунта в
шурфе или раздавливания целиков, то обычно экспериментальные
данные заносятся в таблицы, а затем сопоставляются с показателями
состава и свойств грунта. При изучении прочности грунта крыль-
чаткой составляются графики изменения сопротивления сдвигу
грунта по глубине и по простираанию слоя.

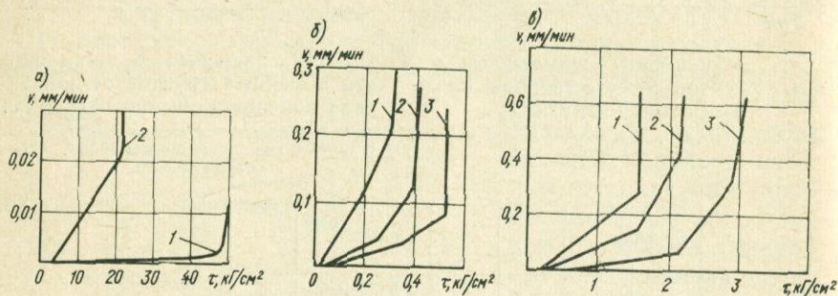


Рис. 20. Изменение состояния грунтов в зависимости от величины приложен-
ной вертикальной нагрузки

a — 1 — 20 кг/см² (сланцы слаботрещиноватые); 2 — 9 кг/см² (заполнитель трещин в
сланцах); *б* — ленточные глины: 1 — 0,25 кг/см²; 2 — 0,50 кг/см²; 3 — 0,75 кг/см²;
в — моренные суглинки: 1 — 1 кг/см²; 2 — 2 кг/см²; 3 — 3 кг/см²

Очень важной задачей при обработке результатов изучения
прочности грунтов является определение точки, соответствующей
полному разрушению грунта при сдвиге. С этой целью можно вос-
пользоваться зависимостью между скоростью деформирования и
действующей при опыте нагрузкой. Как видно из рис. 20, на кото-
ром представлены подобные зависимости для разных грунтов, «крити-
ческая» точка выделяется вполне уверенно.

При определении коэффициентов упругого отпора и удельного
упругого отпора строятся графики, на горизонтальной оси которых
откладываются нагрузки, действующие на грунт в опыте, а на вер-
тикальной оси — радиальные деформации. Расчет этих коэффици-
ентов ведется по формулам, приведенным в гл. I.

Результаты испытаний одиночных свай изображаются в виде
графиков зависимости осадки от нагрузки и изменения осадки от
времени при постоянной нагрузке. Если испытывается свая-штамп,
то на одном графике совмещаются данные об осадке острия, боковой
поверхности, острия и боковой поверхности вместе и всей сваи.
Более подробные сведения об обработке материалов испытаний
свай приведены в работе Ю. Г. Трофименкова и А. А. Ободовского
[79].

Показатели водопроницаемости грунтов. Весьма удобным способом изображения результатов изучения водопроницаемости является построение графика рассеяния. В ряде случаев удается найти взаимосвязь коэффициента фильтрации или удельного водопоглощения с показателями состава и свойств. Однако поиски таких связей трудоемки.

В качестве примера на рис. 21 показаны результаты изучения водопроницаемости озерно-аллювиальных песков, состав которых изменялся от крупнозернистых гравелистых до пылеватых. Опыты

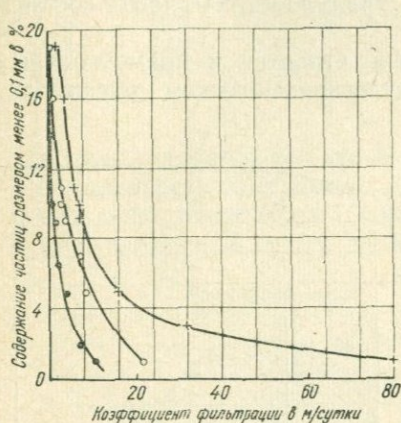


Рис. 21. Зависимость коэффициента фильтрации песков от содержания в них частиц размером менее 0,1 мм

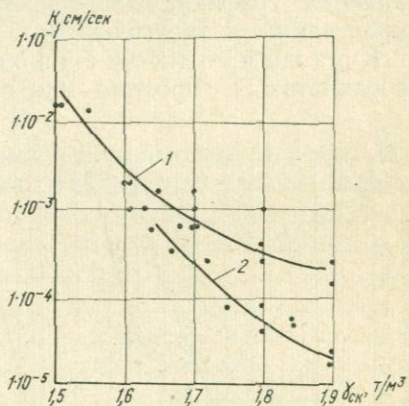


Рис. 22. Влияние плотности на водопроницаемость моренных песков (1) и супесей (2)

проводились при трех значениях относительной плотности — 0; 0,5 и 1,0. При анализе результатов исследований не удалось установить зависимости коэффициента фильтрации ни от объемного веса скелета, ни от коэффициента пористости, ни от содержания в песках пылевато-глинистой или преобладающей в грунте песчаной фракции. Однако выяснилось, что коэффициент фильтрации в значительной мере определяется содержанием в песках частиц размером меньше 0,1 мм. В другом случае для моренных песков и супесей водопроницаемость оказалась зависящей от объемного веса скелета грунта (рис. 22). Л. И. Апрод установил, что между коэффициентом фильтрации и содержанием средnezернистой фракции в песках, которые он изучал, существует довольно тесная зависимость, оцениваемая коэффициентом корреляции 0,79 [3].

Показатели, характеризующие поведение грунта при динамическом воздействии на него. Результаты изучения критического ускорения, коэффициента и модуля динамического уплотнения обычно изображаются в виде зависимостей этих показателей от пористости, относительной плотности или объемного веса скелета. Что же касается представления данных исследования вибродинами-

ческих свойств грунтов (вибросдвиги, виброкомпрессия), то принципы их изображения остаются теми же, что и в случае статических испытаний. Следует отметить, что и здесь графики рассеяния сохраняют свое значение.

Изображение вспомогательных показателей

Наиболее распространенным приемом графического изображения показателей при оценке состава и физических свойств грунтов являются графики однородности гранулометрического состава, циклограммы и треугольники.

Кривые однородности строятся в прямоугольных координатах в простом или полулогарифмическом масштабах.

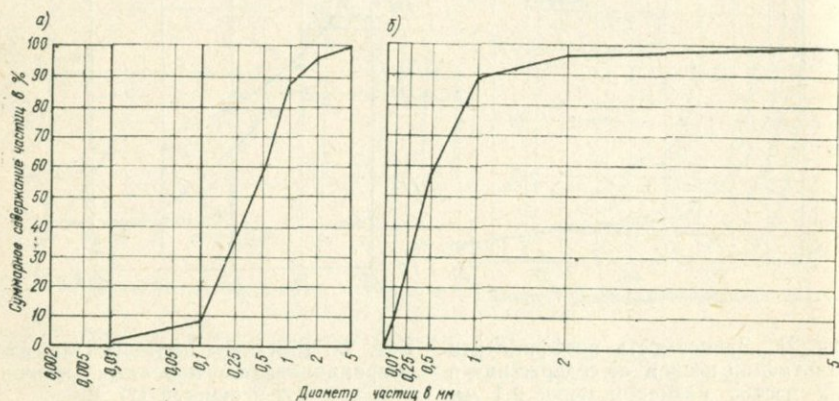


Рис. 23. Кривая однородности гранулометрического состава в простом (а) и в полулогарифмическом (б) масштабах

В обоих случаях по оси ординат откладываются процентные содержания фракций, а по оси абсцисс в зависимости от размерности шкалы — диаметр частиц в миллиметрах или их логарифмы (рис. 23). При построении кривой однородности содержание фракций, начиная с самой мелкой, последовательно суммируют и наносят на график.

Для построения графика в полулогарифмическом масштабе для горизонтальной шкалы выбирают основание шкалы, т. е. длину отрезка, соответствующего 10. Этот отрезок принимается равным 1, 3 или 4 см. В табл. 29 приведены величины отрезков в сантиметрах, которые отвечают различным размерам фракций, при основании шкал 1, 3 и 4 см.

По виду кривой однородности гранулометрического состава можно оценить степень его отсортированности — чем более полого построенная кривая, тем менее однороден грунт.

Циклограмма представляет собой круг, разделенный на сектора (рис. 24). Длина дуги каждого сектора пропорциональна содержанию в грунте соответствующей фракции. Недостатком цик-

Размер частиц в мм	Величины отрезков при основании шкалы в см			Размер частиц в мм	Величины отрезков при основании шкалы в см		
	1	3	4		1	3	4
0,001	0	0	0	1,0	3,0	9,0	12,0
0,002	0,3	0,9	1,2	2,0	3,3	9,9	13,2
0,005	0,7	2,1	2,8	5,0	3,7	11,1	14,8
0,01	1,0	3,0	4,0	10,0	4,0	12,0	16,0
0,05	1,7	5,1	6,8	20,0	4,3	12,9	17,2
0,10	2,0	6,0	8,0	40,0	4,6	13,8	18,4
0,15	2,18	6,54	8,72	80,0	4,9	14,7	19,6
0,25	2,40	7,20	9,6	100,0	5,0	15,0	20,0
0,5	2,70	8,10	10,8				

лограммы является то, что с помощью одного круга может быть изображен результат только одного анализа или среднее значение нескольких результатов. Однако циклограмма удобна, если требуется изобразить состав грунта на разрезе или на карте.

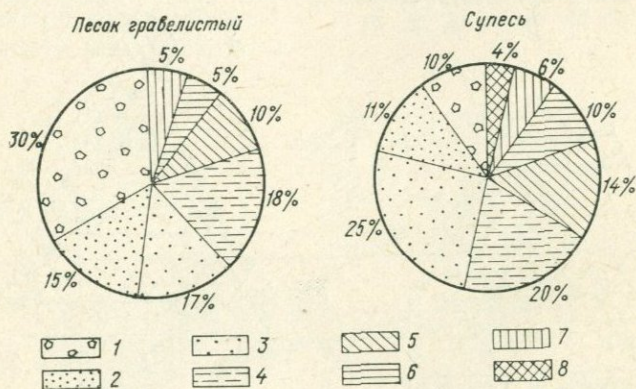


Рис. 24. Циклограмма гранулометрического состава грунта

1 — 5—2 мм; 2 — 2—1 мм; 3 — 1—0,5 мм; 4 — 0,5—0,25 мм;
 5 — 0,25—0,05 мм; 6 — 0,05—0,01 мм; 7 — 0,01—0,002 мм;
 8 — < 0,002 мм

Способ равностороннего треугольника применяется при графическом изображении большого числа гранулометрических анализов. На каждой стороне треугольника показывают содержание трех основных групп фракций: для связных грунтов — глинистых, пылеватых и песчаных; для песчаных грунтов — крупнозернистых, среднезернистых и мелкозернистых. Точки на графике соответствуют составу грунта (рис. 25). В данном случае на рис. 25, а показан следующий состав грунта: 2—0,05 мм — 21%; 0,05—0,002 мм — 55%; менее 0,002 мм — 24%, а на

рис. 25, б: 2 — 0,5 мм — 25%, 0,5 — 0,25 мм — 45% и менее 0,25 мм — 30%.

Для одновременного изображения результатов анализа песчаных и глинистых грунтов служит двоянный треугольник, верхняя

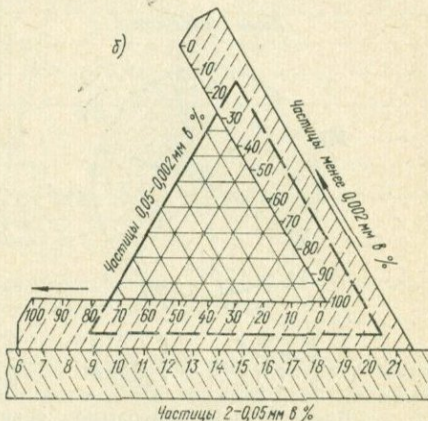
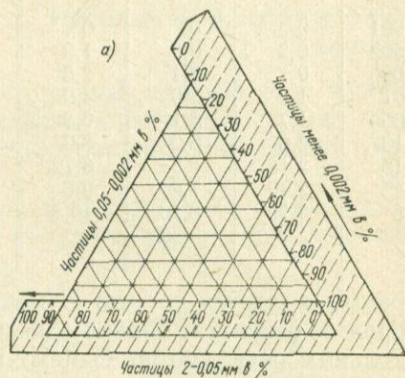
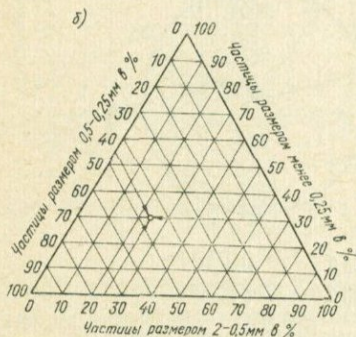
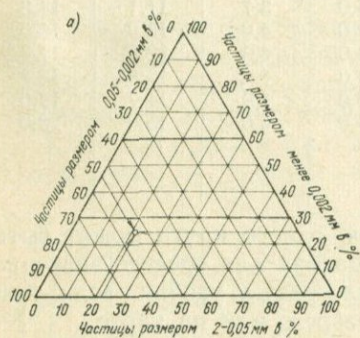


Рис. 25. Треугольник для изображения гранулометрического состава глинистых (а) и песчаных (б) грунтов

Рис. 26. Трафарет для нанесения результатов гранулометрического анализа на треугольник
а и б — последовательность нанесения результатов анализа

часть которого используется для нанесения данных исследований песчаных грунтов, а нижняя — глинистых грунтов [37]. Расположение точек в поле треугольника дает представление об однородности грунтов — они тем однородней, чем кучнее ложатся точки в пределах треугольника.

Процесс нанесения результатов анализа гранулометрического состава грунтов значительно упрощается и ускоряется, если использовать трафарет, предложенный Б. А. Брусленковым. При

этом разграфка внутреннего поля треугольника становится излишней. Пусть в составе грунта содержится 75% фракций размером 2 — 0,05 мм, 13% — размером 0,05 — 0,002 мм и 12% — размером менее 0,002 мм. Для того чтобы нанести этот состав на треугольник, смещаем трафарет вдоль правой стороны треугольника до тех пор, пока вершина трафарета не совместится с отметкой 12%. Затем трафарет сдвигается по линии (на рис. 26, а — по линейке), параллельной основанию треугольника, до пересечения левой стороны треугольника с точкой отсчета на шкале трафарета, соответствующей 75% (рис. 26, б). Точка в основании треугольника трафарета на рис. 26, б отвечает приведенному выше составу грунта.

Треугольник может использоваться для выяснений соотношения между составом

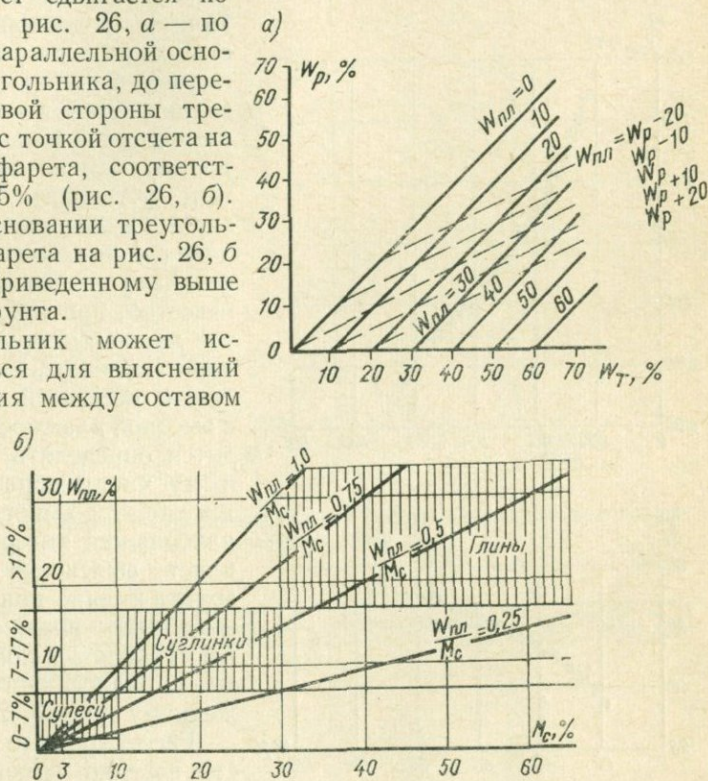


Рис. 27. Диаграммы для сопоставления пределов пластичности глинистых грунтов (а) и числа пластичности и содержания глинистых частиц в грунте (б)

и свойствами грунта. Для этого у точек, отвечающих составу данного образца, проставляется цифровое значение его плотности, прочности, деформируемости, проницаемости и др. Дальнейшая обработка может заключаться, например, в построении изолиний.

Способы графической обработки результатов определения пластичности состоят в сопоставлении влажностей на пределе текучести и раскатывания и числа пластичности с содержанием глинистых частиц. Первый способ (рис. 27, а) позволяет получать значения числа пластичности и дает возможность сравнивать их с пределами пластичности.

С помощью второго способа можно сопоставить подразделение грунтов по пластичности и по глинистости (рис. 27, б) и составить представление о соответствии результатов определения состава и пластичности глинистых грунтов.

Очень полезно строить графики зависимости между показателями состава и физических свойств или между отдельными показателями физических свойств.

Пример подобной зависимости показан на рис. 28. Преимущества таких графиков заключаются в том, что они позволяют с большей уверенностью, чем по прямым опытам, установить, например, значение объемного веса скелета глинистого грунта, зная величину его влажности. Как известно, при отборе монолитов из слабых грунтов возникают существенные трудности, и объемный вес скелета с высокой влажностью приходится определять по небольшому числу образцов. В то же время во многих случаях наибольший интерес представляет выяснение плотности грунта именно при такой повышенной влажности. Это легко сделать с помощью графика, аналогичного изображенному на рис. 28.

Рассмотренные зависимости нередко помогают выделить нетипичные для данного слоя образцы или определить ошибки опыта — подобные образцы обычно дают «отскоки» от основной массы точек на графике.

Рис. 28. Зависимость объемного веса скелета (а) и пористости (б) от естественной влажности полевых глин (на основании данных 233 опытов)

Исследования водных свойств грунтов не входят, как правило, в комплекс массовых стандартных испытаний. Поэтому каких-либо установившихся способов представления результатов таких исследований не существует. В этом случае приходится искать такую форму изображения экспериментальных данных, которая, с одной стороны, была бы наиболее наглядной, а с другой — наиболее полно отображала бы взаимосвязь данного показателя с другими.

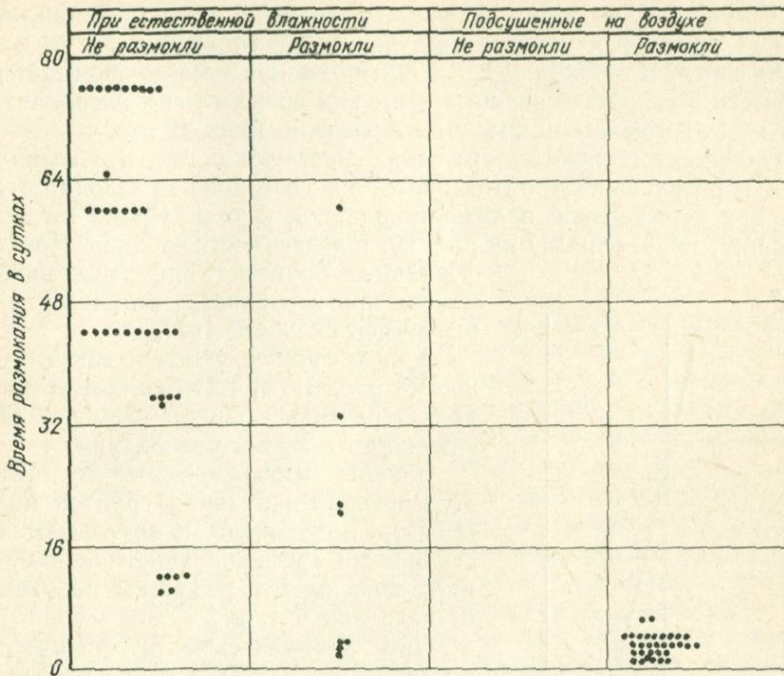


Рис. 29. Графическое изображение результатов исследования размокаемости глин

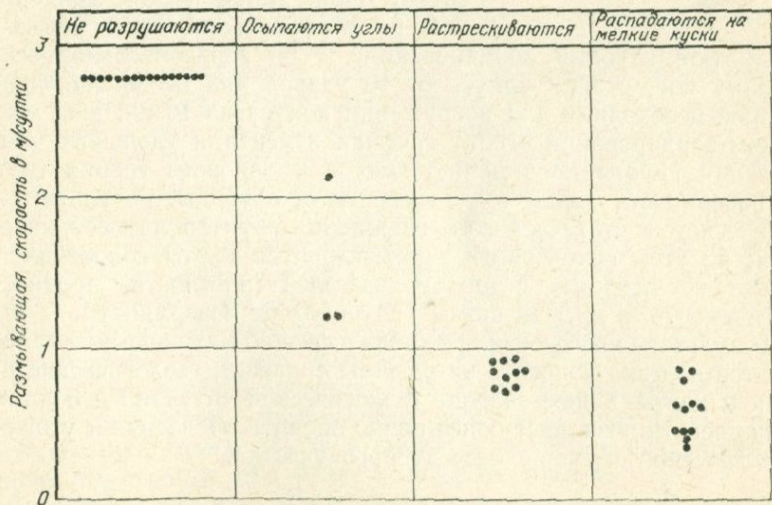


Рис. 30. Графическое изображение результатов исследования размываемости глин

Результаты изучения размокаемости чаще всего представляют в виде описаний характера разрушения образца в воде, и эти описания сводят в таблицу. Д. В. Шнитников при исследовании размокаемости и скоростей размыва пермских аргиллитов и алевролитов применил графический способ изображения (рис. 29 и 30).

Приведенные зависимости свидетельствуют о том, что главную роль в разрушении грунтов играет их состояние — находятся ли они при естественной влажности или подсушены. Кроме того, по графику, приведенному на рис. 29, в зависимости от характера деформации грунтов при размокании можно прогнозировать величину размывающей скорости [92].

В ряде случаев удается, как это видно на рис. 31, связать количественные характеристики процесса размокания — влажность и время размокания.

Приемы изображения результатов исследования набухания грунтов являются традиционными и заключаются в построении графиков кинетики набухания, зависимости величины набухания от нагрузки и т. д.

При динамическом и статическом зондировании, если опыты проводятся вблизи выработки, графики результатов испытаний совмещаются на одном листе с геологическим разрезом выработки. При динамическом зондировании по вертикальной оси графика от-

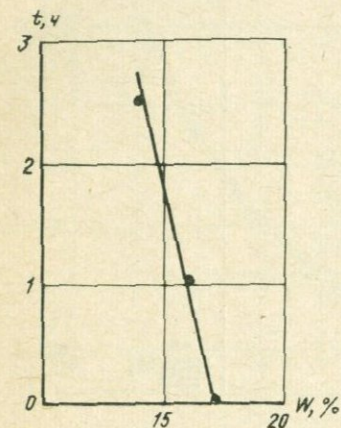


Рис. 31. Зависимость времени размокания от влажности глин

кладывают глубину зондирования, а по горизонтальной оси — глубину погружения конуса от 10 ударов или (и) числа ударов, которое необходимо для погружения конуса на 10 см. При статическом зондировании строят графики изменения удельного сопротивления грунта прониканию конуса и бокового трения грунта по поверхности зонда в зависимости от глубины. Результаты динамического и статического зондирования грунтов наносят на разрезы; по этим результатам также строятся карты сопротивления грунта и связанных с ним показателей (плотности, прочности, сжимаемости и др.) на разных глубинах от поверхности.

Результаты исследований состава и физико-механических свойств грунтов полезно наносить на разрезы скважин, геологические профили и карты. Сопоставление геологической ситуации с показателями свойств позволяет более полно оценить последние и уточнить геологическое строение исследуемого участка.

Определение расчетных характеристик свойств грунтов является одним из важнейших этапов инженерно-геологических исследований.

При правильной методике проведения лабораторных и полевых исследований состава, физических, водных и механических свойств грунтов, при достаточном количестве опытов и точном проведении границ между инженерно-геологическими слоями назначение расчетных показателей сводится к ряду вычислений. Однако на практике не всегда удается моделировать в лабораторных условиях изменения в природной обстановке, которые произойдут в результате строительства, и учесть в опытах особенности работы сооружения. Кроме того, количество образцов, отбираемых на ранних стадиях проектирования, часто не соответствует числу определений, обеспечивающему требуемую надежность расчетных показателей. Поэтому в опытные данные, обработанные соответствующим образом, вносятся поправочные коэффициенты, которые имеют, как правило, условный характер.

Существующие методы назначения расчетных показателей

В настоящее время известно довольно много методов выбора расчетных показателей. Строительные нормы и правила рекомендуют определять расчетные показатели как разность (в некоторых случаях как сумму) между нормативной, или средней, величиной показателя и его средним квадратичным отклонением [53, 74]. Учитывая, что показатели свойств грунтов подчиняются нормальному закону распределения, можно утверждать, что в 16 случаях из 100 данный показатель окажется ниже его расчетного значения. Очевидно, что для ответственных сооружений это недопустимо.

С другой стороны, может случиться, что состав и физические свойства образцов, на которых изучались механические свойства, не соответствуют расчетным показателям состава и свойств слоя грунта в целом. Наконец, возможен случай, когда среди исследованных образцов насчитывается очень малое количество проб с составом и свойствами, отвечающими расчетным. Если по результатам испытаний таких образцов выбрать расчетные показатели механических свойств, они будут малодостоверными.

Сказанное относится и ко всем остальным рассматриваемым ниже методам, в том числе и к методу доверительных пределов [36], сущность которого состоит в установлении границ изменения средней

величины данного показателя при определенной надежности. Величина расчетного показателя вычисляется по формуле

$$X^p = X_{\text{ср}} \pm \frac{t\sigma}{\sqrt{n-1}} \quad \text{при } n < 30 \quad (3)$$

или

$$X^p = X_{\text{ср}} \pm \frac{t\sigma}{\sqrt{n}} \quad \text{при } n > 30, \quad (4)$$

где $X_{\text{ср}}$ — среднее значение данного показателя;

σ — среднее квадратичное отклонение отдельных значений показателя от среднего;

n — число определений;

t — величина, зависящая от надежности и находящаяся по таблицам распределения Стьюдента.

По мнению М. Е. Певзнера, к недостаткам этого метода относится возможность возникновения такой ситуации, при которой, например, средние квадратичные отклонения окажутся одинаковыми для величин коэффициентов пористости, полученных при разных уплотняющих нагрузках в компрессионных опытах, или для величин сопротивления сдвигу при разных вертикальных давлениях на образцы. Ясно, что в первом случае расчетные показатели сжимаемости не будут отличаться от их средних значений, а во втором — не изменится по сравнению со средним параметр трения. Следует отметить, что подобные положения в практике встречаются нередко.

Выбор расчетных показателей с использованием способа гарантированных значений состоит в построении по экспериментальным данным кумулятивных кривых, с помощью которых определяется величина показателя, гарантированная при выбранной надежности и данном числе опытов [52].

В зависимости от числа опытов при выбранной надежности α по табл. 30 выбирают гарантированную накопленную частоту.

Т а б л и ц а 30

Число опытов	Гарантированная накопленная частота			Число опытов	Гарантированная накопленная частота		
	$\alpha=0,95$	$\alpha=0,99$	$\alpha=0,999$		$\alpha=0,95$	$\alpha=0,99$	$\alpha=0,999$
5	0	0	0	150	42,1	39	36
10	13,8	0	0	200	43,1	41	38
15	20,9	11	0	300	44,5	43	41
25	29,4	22	13	400	45,1	44	42
50	36,3	32	27	500	45,5	44	43
75	38,3	35	31	600	46,1	45	43
100	40,2	37	34				

Способ гарантированных значений рекомендован для установления расчетного показателя сопротивления сдвигу. Для этого по данным опытов строятся для каждой вертикальной нагрузки

кумулятивные кривые в координатах «накопленная частота — сопротивление сдвигу», с которых при выбранной величине гарантированной накопленной частоты снимаются значения гарантированного сопротивления сдвигу $\tau_{\text{гар}}$. Полученные таким образом величины используются для построения графиков зависимости сопротивления сдвигу от вертикальной нагрузки, при помощи которых находятся гарантированные значения коэффициента внутреннего трения и сцепления.

Надо только учесть, что, применяя этот способ, необходимо иметь большой экспериментальный материал.

В качестве расчетных показателей сопротивления сдвигу грунтов, являющихся основаниями гидротехнических сооружений, обычно принимают их среднеминимальные значения. Расчетными показателями физических свойств и сжимаемости служат их средние значения [60]. Способ выбора расчетных показателей сдвига по среднеминимальным значениям получил широкое использование, хотя он не имеет никакого теоретического обоснования.

Г. М. Шахуняц предложил при назначении расчетных характеристик учитывать случайные отклонения, возникающие в связи с отбором, транспортировкой образцов, подготовкой их к опыту, а также с особенностями состава и свойств грунтов [90]. Значение экспериментально определяемой величины y_i всегда содержит случайные и систематические погрешности. Рассматривая лишь случайные ошибки α_i, β_i, \dots , можно записать выражение для истинного значения искомого показателя x_i :

$$x_i = y_i - \alpha_i - \beta_i - \dots$$

Среднее значение \bar{Y} равно среднему значению \bar{X} , поскольку сумма случайных ошибок равна нулю. Если проведено n испытаний, то дисперсии величин x, y, α, β равны соответственно

$$\sigma_y^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^2}{n}; \quad \sigma_x^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2}{n}; \quad \sigma_\alpha^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (\alpha_i - \bar{\alpha})^2}{n};$$

$$\sigma_\beta^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (\beta_i - \bar{\beta})^2}{n}.$$

При количестве опытов, меньшем 30, знаменатель в приведенных выше выражениях уменьшается на единицу. Общая величина дисперсий y составляет

$$\sigma_y^2 = \sigma_x^2 + \sigma_\alpha^2 + \sigma_\beta^2 + \dots$$

Гарантированное значение искомой величины $X_{\text{гар}}$ определяется из выражения

$$X_{\text{гар}} = \bar{X} \pm t \frac{\sigma_x}{\sqrt{n}}.$$

Подставив вместо σ_x его значение, а вместо \bar{X} — значение \bar{Y} , получим

$$X_{\text{гар}} = \bar{Y} \pm t \sqrt{\frac{\sigma_y^2 - \sigma_\alpha^2 - \sigma_\beta^2 - \dots}{n}}$$

Для нахождения дисперсий случайных ошибок Г. М. Шахунянц рекомендует проводить методические опыты на образцах нарушенного сложения при строго постоянных условиях (т. е. при одной и той же плотности и влажности образцов как нарушенного, так и ненарушенного сложения, одних и тех же вертикальных нагрузках, скоростях приложения горизонтального усилия и т. д.).

Остается неясным, каким образом определяются ошибки, возникающие из-за несовершенства методов отбора, транспортировки и загрузки образцов в прибор.

Весьма существенным является то обстоятельство, что величины погрешностей, полученные в методических опытах на образцах нарушенного сложения, могут значительно отличаться от случайных ошибок экспериментов, выполняемых на образцах естественного сложения. Следует также иметь в виду, что на погрешности опыта будет оказывать влияние методика его проведения. Наконец, практически невозможно проводить специальные опыты, когда разные образцы исследуемого грунта имеют различные физические свойства.

Таким образом, изложенный выше способ определения расчетных показателей отличается от способа доверительных пределов тем, что по первому из них необходимо получать величины случайных погрешностей опыта. Очевидно также, что все недостатки способа доверительных пределов присущи и рассмотренному методу.

Ю. И. Соловьев модифицировал способ доверительных пределов следующим образом [69]. Вероятность того, что расчетный показатель окажется ниже его истинного значения, зависит от характеристики безопасности γ , которая равна 1 — при вероятности 84%, 2 — при вероятности 98%, 3 — при вероятности 100%. Средняя величина показателя и его среднее квадратичное отклонение зависят от числа опытов, поэтому расчетные показатели должны определяться с некоторой доверительной вероятностью. Для вычисления расчетного показателя Ю. И. Соловьев предлагает формулу:

$$X^p = \bar{X} - K\sigma,$$

где

$$K = \gamma \left(1 - \frac{q}{\sqrt{2n}} + \frac{5q^2 + 10}{12n} \right).$$

Значение q находится из уравнения

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_q^\infty e^{-\frac{t^2}{2}} dt = 0,5 - \Phi(q) = 1 - \alpha.$$

Здесь $\Phi(q)$ — нормированная функция Лапласа, находимая по таблицам.

Для иллюстрации влияния P , α , n на величину расчетного показателя Ю. И. Соловьев приводит таблицу значений K в зависимости от α и n при $\gamma = 1$ (табл. 31).

Очевидно, что для использования рассмотренного способа необходимо выполнение значительного числа опытов на образцах, обладающих одними и теми же физическими свойствами.

А. А. Долинский и Р. А. Муллер считают, что в большинстве случаев кривые распределения показателей прочности грунтов асимметричны. Эти исследователи предлагают по известным формулам определять меру скошенности (асимметрию) и коэффициент вариации. Если асимметрия положительна, то коэффициент однородности они рекомендуют вычислять по составленным ими номограммам для принятой доверительной вероятности. При отрицательной асимметрии расчленение толщи грунтов на слои эти авторы признают неудовлетворительным, нуждающимся в уточнении [18].

Исходное положение авторов рассмотренного способа относительно характера распределения показателей прочности отличается от утверждений ряда исследователей и нуждается в проверке. Недостатки этого метода аналогичны недостаткам способов, сущность которых изложена ранее.

Проектирование любых объектов выполняется в несколько стадий. Соответственно этому инженерно-геологические исследования проводятся поэтапно. Естественно, что назначение расчетных показателей также должно отвечать целям и задачам проектирования на каждой из его стадий.

В настоящее время инженерно-геологические изыскания обычно производятся для обоснования предварительных проработок, проектного задания (или технического проекта) и рабочих чертежей. В ряде случаев удается сразу перейти к исследованиям для заключительных стадий проектирования.

Рассмотрим основные особенности назначения расчетных показателей на разных этапах работы над проектом.

Назначение расчетных показателей на стадии предварительных исследований

В процессе предварительных исследований, когда изучается большой по площади район, а конструкция сооружения еще не определена, изучение состава, состояния и свойств грунтов проводится в небольшом объеме. Характеристика грунтов в значитель-

Таблица 31

n	Значения K при $\gamma = 1$ и значениях α		
	0,90	0,95	0,99
8	1,51	1,65	1,97
18	1,30	1,38	1,56
50	1,16	1,20	1,30

ной степени основывается на описании их внешних признаков, поведения во время проходки выработок, при воздействии агентов выветривания, а также в результате промораживания, оттаивания и др.

Весьма важные сведения могут быть получены в результате наблюдений за работой грунтов в естественных и искусственных откосах и в основании построенных сооружений. Например, А. И. Шеко установил, что в районе Гурзуфа склоны, сложенные щебенисто-глинистыми грунтами, устойчивы при крутизне откоса менее 15° . Это позволило выделить пригодные для строительства участки [36].

Использование аналогов целесообразно при оценке условий строительства гражданских, промышленных и гидротехнических сооружений, проектировании насыпей и выемок, земляных плотин и др. В то же время использование данных об устойчивости склона при проектировании откоса карьера или котлована может привести к существенным ошибкам. Следует иметь в виду, что склон формируется в течение длительного времени, он обычно покрыт почвенным покровом или растительностью, что, как известно, повышает его устойчивость. Искусственные же склоны и откосы создаются быстро, поэтому новое напряженное состояние сказывается в этом случае в несравненно большей мере, чем в природной обстановке. Кроме того, при отработке склона действия механизмов нарушают связи в грунтах, снижая тем самым их прочность.

Приведем характерный пример. Откос, сложенный морскими песками, имел в естественных условиях угол около $40-45^\circ$. Осмотр его показал, что откос покрыт травой, а на его поверхности лежит тонкий слой материала, более крупного, чем в теле откоса (гравий, галька). В лаборатории коэффициент внутреннего трения песков при плотности, близкой к естественной, оказался равным 0,65, что соответствует 33° . Поэтому для расчетов было рекомендовано принять именно это значение коэффициента внутреннего трения. Опыт эксплуатации сооружения подтвердил правильность упомянутой рекомендации.

На этом этапе широко используются сведения о грунтах того же происхождения, возраста и состава, изученных на участках, прилегающих к району исследования. Особенно большую помощь приносят результаты обобщений исследований состава и свойств грунтов, которые выполнялись в изучаемом районе. Такие обобщения позволяют отказаться от массовых опытов не только на предварительных, но и на более поздних стадиях работ (например, при типовом проектировании для сельскохозяйственного, промышленного и гражданского строительства — в ряде случаев даже на стадии обоснования рабочих чертежей).

Очень важную роль при выборе расчетных показателей играют вспомогательные характеристики, дающие возможность оценить особенности работы грунта и воспользоваться справочными данными.

Грунты	Показатели	Характеристика грунта при коэффициенте пористости							
		0,41—0,5		0,51—0,6		0,61—0,7		0,71—0,8	
		нормативная	расчетная	нормативная	расчетная	нормативная	расчетная	нормативная	расчетная
Пески гравелистые и крупные	tg φ	0,93	0,87	0,84	0,78	0,78	0,73	—	—
	φ°	43	41	40	38	38	36	—	—
	c, кг/см ²	0,02	—	0,01	—	—	—	—	—
Пески средней крупности	tg φ	0,84	0,78	0,78	0,73	0,70	0,65	—	—
	φ°	40	38	38	36	35	33	—	—
	c, кг/см ²	0,03	—	0,02	—	0,01	—	—	—
Пески мелкие	tg φ	0,78	0,73	0,73	0,67	0,62	0,58	0,53	0,49
	φ°	38	36	36	34	32	30	28	26
	c, кг/см ²	0,06	0,01	0,04	—	0,02	—	—	—
Пески пылеватые	tg φ	0,73	0,67	0,67	0,62	0,58	0,53	0,49	0,45
	φ°	36	34	34	32	30	28	26	24
	c, кг/см ²	0,08	0,02	0,06	0,01	0,04	—	0,02	—

Т а б л и ц а 33

Грунты	Содержание частиц менее 0,005 мм в %	Влажность в %	Объемный вес в т/м ³	Угол внутреннего трения в град		Сцепление в кг/см ²	Модуль осадки, в мм/м
				в статических условиях	в гидродинамических условиях		
Песок заиленный	3	20—25	1,98	24	13	0	5
Ил песчаный	3—10	25	1,96	24	12	0,02	7
Ил слабопесчанистый:							
легкий	10—15	25	1,94	22	11	0,05	10
средний	15—20	30	1,92	20	10	0,07	15
тяжелый	20—30	35	1,90	18	9	0,10	20
Ил	30—60	40	1,80	12	6	0,10	40
Ил жирный тяжелый (в зависимости от консистенции)	60	50	1,40	6	3	0,15	60

Примечание. Коэффициент фильтрации слабоуплотненных песчаных илов находится в пределах $a \cdot 10^{-1} \div a \cdot 10^{-5}$ см/сек, ила — $a \cdot 10^{-5} \div a \cdot 10^{-6}$ см/сек, тяжелых илов — $a \cdot 10^{-6} \div a \cdot 10^{-7}$ см/сек.

Влажность на пределе раскатывания в %	Показатели	Характеристика глинистых грунтов при коэффициенте пористости											
		0,41—0,50		0,51—0,60		0,61—0,70		0,71—0,80		0,81—0,95		0,95—1,1	
		нормативная	расчетная	нормативная	расчетная	нормативная	расчетная	нормативная	расчетная	нормативная	расчетная	нормативная	расчетная
9,5—12,4	tg φ	0,47	0,42	0,45	0,40	0,42	0,38	—	—	—	—	—	—
	φ°	25	23	24	22	23	21	—	—	—	—	—	—
12,5—15,4	c, кг/см ²	0,12	0,33	0,08	0,01	0,06	—	—	—	—	—	—	—
	tg φ	0,45	0,40	0,42	0,38	0,40	0,36	0,38	0,34	—	—	—	—
15,5—18,4	φ°	24	22	23	21	22	20	21	19	—	—	—	—
	c, кг/см ²	0,42	0,14	0,21	0,07	0,14	0,04	0,07	0,02	—	—	—	—
18,5—22,4	tg φ	—	—	0,40	0,36	0,38	0,34	0,36	0,32	0,34	0,31	0,32	0,29
	φ°	—	—	22	20	21	19	20	18	19	17	18	16
22,5—26,4	c, кг/см ²	—	—	0,50	0,19	0,25	0,11	0,19	0,08	0,11	0,04	0,08	0,02
	tg φ	—	—	—	—	0,36	0,32	0,34	0,31	0,32	0,29	0,31	0,27
26,5—30,4	φ°	—	—	—	—	20	18	19	17	18	16	17	15
	c, кг/см ²	—	—	—	—	0,68	0,28	0,34	0,19	0,28	0,10	0,19	0,06
26,5—30,4	tg φ	—	—	—	—	—	—	0,32	0,29	0,31	0,27	0,29	0,25
	φ°	—	—	—	—	—	—	18	16	17	15	16	14
26,5—30,4	c, кг/см ²	—	—	—	—	—	—	0,82	0,36	0,41	0,25	0,36	0,12
	φ°	—	—	—	—	—	—	—	—	0,29	0,25	0,27	0,23
26,5—30,4	c, кг/см ²	—	—	—	—	—	—	—	—	16	14	15	13
	φ°	—	—	—	—	—	—	—	—	0,94	0,40	0,47	0,22

Примечания:

1. Характеристики относятся к грунтам, содержащим не более 5% растительных остатков и имеющим степень влажности не менее 0,8.
2. При значениях коэффициента пористости, коэффициента насыщения, влажности на пределе раскатывания, выходящих за пределы, предусмотренные таблицей, характеристики грунтов надлежит определять по данным инженерно-геологических исследований.
3. При значениях показателей, упомянутых в п. 2, меньших, чем их нижние пределы, предусмотренные таблицей, характеристики грунтов в запас надежности допускается принимать по соответствующим пределам этих показателей.

Приводим некоторые справочные данные, которые могут быть полезны для ориентировочного суждения о грунтах и предварительных расчетов. В табл. 32 даны значения коэффициента внутреннего трения, угла трения и зацепления песчаных грунтов согласно СНиП II-Б. 1—62*. Показатели свойств современных морских отложений (по Н. Н. Маслову) помещены в табл. 33. Нормативные и расчетные характеристики прочности глинистых грунтов по СНиП II-Б. 1—62* приведены в табл. 34, расчетные значения тех же показателей для глинистых грунтов различной консистенции (по Н. Н. Маслову) — в табл. 35.

Данные о модуле деформации глинистых грунтов по СНиП II-Б. 1—62* приведены в табл. 36. Как следует из этой таблицы, она может использоваться только для определенных генетических типов глинистых грунтов некоторого района (Подмосковье). Для других районов значения модулей деформации могут существенно отличаться от помещенных в таблице. Так, по данным Е. Ф. Винокурова, модуль деформации морены Белоруссии при показателе консистенции 0,2 составляет около 300 кг/см^2 .

Не менее осторожно следует относиться и к данным, помещенным в табл. 32—36.

Т а б л и ц а 35

Состояние (консистенция)	φ°	$c, \text{ кг/см}^2$	φ°	$c, \text{ кг/см}^2$	φ°	$c, \text{ кг/см}^2$
	глины		суглинки		пески	
Твердое	22	1	25	0,6	28	0,20
Полутвердое	20	0,6	23	0,4	26	0,15
Тугопластичное	18	0,4	21	0,25	24	0,10
Мягкопластичное	14	0,2	17	0,15	20	0,05
Текучепластичное	8	0,1	13	0,1	18	0,02
Текучее	6	0,05	10	0,05	14	0

Ориентировочные значения коэффициента фильтрации рыхлых грунтов приведены ниже.

Коэффициент фильтрации
в м/сутки

Галечник:	
крупный без песчаного заполнения	500—1000
чистый	100—500
Гравий с песком	50—150
Песок:	
крупный гравелистый	50—100
крупнозернистый	50—75
среднезернистый	5—25
мелкозернистый	1—5
пылеватый	0,5—1
Супесь	0,1—0,7
Суглинок	0,005—0,1
Глина	< 0,005
Торф:	
слаборазложившийся	1—5
средне­раз­ложив­шийся	0,1—1,0
сильно­раз­ложив­шийся	0,1

Происхождение, возраст и наименование грунтов	Консистенция грунтов	Модуль деформации грунтов в кг/см^2 при коэффициенте пористости										
		0,31—0,4	0,41—0,5	0,51—0,6	0,61—0,7	0,71—0,8	0,81—0,9	0,91—1,0	1,01—1,1	1,11—1,3	1,31—1,5	1,51—1,7
<i>Четвертичные отложения</i>												
<i>Аллювиальные, делювиальные, озерные, озерно-аллювиальные:</i>												
супеси	$0 < B < 1$	—	320	240	160	100	70	—	—	—	—	—
суглинки	$0 < B < 0,25$	—	340	270	220	170	140	110	—	—	—	—
	$0,25 < B < 0,5$	—	320	250	190	140	110	80	—	—	—	—
	$0,5 < B < 1$	—	—	—	170	120	80	60	50	—	—	—
глины	$0 < B < 0,25$	—	—	280	240	210	180	150	120	—	—	—
	$0,25 < B < 0,5$	—	—	—	210	180	150	120	90	—	—	—
	$0,5 < B < 1$	—	—	—	—	150	120	90	70	—	—	—
<i>Флювиогляциальные:</i>												
супеси	$0 < B < 1$	—	330	240	170	110	70	—	—	—	—	—
суглинки	$0 < B < 0,25$	—	400	330	270	210	—	—	—	—	—	—
	$0,25 < B < 0,5$	—	350	280	220	170	140	—	—	—	—	—
	$0,5 < B < 1$	—	—	—	170	130	100	70	—	—	—	—
Моренные супеси и суглинки	$B < 0,5$	750	550	450	—	—	—	—	—	—	—	—
<i>Юрские глины оксфордского яруса</i>												
	$0,25 < B < 0$	—	—	—	—	—	—	270	250	220	—	—
	$0 < B < 0,25$	—	—	—	—	—	—	240	220	190	150	—
	$0,25 < B < 0,5$	—	—	—	—	—	—	—	—	160	120	100

Примечания те же, что и к табл. 34.

При назначении расчетных показателей следует учитывать, что они могут измениться после получения результатов исследований свойств грунтов, а так как переоценка несущей способности последних на ранних стадиях проектирования ведет к удорожанию проекта на дальнейших этапах работы над ним, то и установление расчетных показателей должно производиться со всей осмотрительностью.

Назначение расчетных показателей при исследованиях для обоснования технического проекта

На стадии технического проекта решается вопрос о конструкции сооружения, для чего рассматриваются разные варианты и определяется их стоимость. В связи с этим важность правильного назначения расчетных показателей очевидна. Ясно также, что они должны назначаться в соответствии с каждым из вариантов проектируемого сооружения. Метод выбора расчетных показателей, с одной стороны, должен быть достаточно надежным, а, с другой, — экономичным. Возникает вопрос и о возможности использования в этих целях вспомогательных показателей.

Значение полевых наблюдений, выполняемых при производстве съёмочных и разведочных работ, а также наблюдений за поведением сооружений, сохраняется и на этой стадии.

Рассмотрим некоторые особенности выбора расчетных показателей.

Объемный вес. Расчетное значение объемного веса должно выбираться в соответствии с некоторой надежностью, принимаемой в зависимости от ответственности сооружения. Для гражданских и промышленных сооружений рекомендуется задаваться степенью надежности 0,90, для гидротехнических — 0,95. Способы определения гарантированной величины объемного веса рассмотрены выше.

Во многих случаях введение каких-либо поправок статистического характера нецелесообразно, так как среднее значение объемного веса даже при небольшом числе опытов несущественно, с практической точки зрения, отличается от доверительного предела. Например, средняя величина объемного веса моренных отложений совпадает с 99,9%-ным доверительным пределом даже при четырех определениях. Поэтому расчетные характеристики физических свойств во многих случаях могут приниматься равными средним значениям показателей, если выполнено всего 8—10 опытов. Для некоторых типов грунтов это количество может быть еще уменьшено. Так, для моренных отложений среднее значение объемного веса практически совпадает с нижним доверительным пределом даже при 4—6 определениях.

Необходимо указать, что выбор верхнего или нижнего доверительного предела зависит от конкретной задачи. Например, при

подсчете осадок целесообразно выбирать нижний доверительный предел, т. е. величина осадок при этом возрастает за счет уменьшения расчетной величины объемного веса. То же относится к определению допускаемого давления на грунт. При вычислении активного давления на подпорную стенку следует принимать* верхний доверительный предел.

Для водонасыщенных глинистых грунтов расчетная величина объемного веса может уверенно находиться с помощью графика зависимости объемного веса скелета от влажности по известной формуле

$$\gamma_0 = \gamma_c (1 + W^p),$$

где W^p — расчетное значение влажности.

Следует более подробно остановиться на оценке объемного веса крупнообломочных грунтов. При отборе образцов режущими кольцами в них обычно попадают частицы размером не более 10—20 мм, что приводит к ошибкам в определении объемного веса при большом содержании крупных включений. Чтобы учесть влияние включений на значение объемного веса, рекомендуется пользоваться теоретическим решением [28]:

$$\delta = \frac{\gamma_{ч} \delta_{м}}{P_{к} \delta_{м} + P_{м} \gamma_{ч}} \quad (5)$$

и

$$\delta = \frac{\delta_{к}}{P_{к}}, \quad (6)$$

где δ — объемный вес скелета грунта;

$\delta_{м}$, $\delta_{к}$ — объемные веса скелета мелкозема и крупных включений;

$\gamma_{ч}$ — удельный вес крупных включений;

$P_{к}$, $P_{м}$ — весовое содержание крупных обломков и мелкозема.

Первая из приведенных формул служит для определения объемного веса скелета, если объем мелкозема в единице объема грунта больше объема пор между крупными включениями ($n_{к}$), вторая — если объем крупных включений превышает объем мелкозема. При равенстве этих объемов справедливы обе формулы.

Объемный вес скелета смеси можно определить по номограмме (рис. 32), построенной для значения удельного веса крупнообломочного материала $2,7 \text{ т/см}^3$. Точку перегиба на этом графике, соответствующую граничным условиям применимости формул (5) и (6), находят с помощью следующих соотношений:

$$P_{к} = \frac{1}{1 + n_{к} \frac{\delta_{м}}{\delta_{к}}} \quad (7)$$

$$P_m = 1 - P_k = \frac{n_k}{\frac{\delta_k}{\delta_m} + n_k} \quad (8)$$

Если P_k , полученное при анализе данного грунта, меньше рассчитанного по формуле (7), то для вычисления следует применять формулу (5), в противном случае — формулу (6).

Если P_k , определенное при анализе, равно вычисленному по формуле (7), то для нахождения объемного веса скелета смеси можно использовать любую из формул.

Найденные граничные условия соответствуют точкам перегиба зависимости водопроницаемости и прочности смеси от относительного содержания в ней песчаной фракции; последнее подтверждается экспериментальными данными.

Удельный вес крупнообломочного материала в большинстве случаев может быть принят равным удельному весу мелкозема без существенной погрешности. Однако для использования формул (5) и (6) необходимо знать объемный вес скелета крупнообломочного материала. Эта величина известна не всегда, что вынуждает прибегать к эмпирическим зависимостям или использовать справочные данные.

В. П. Антипкин и В. В. Ерофеев предложили кривые, полученные экспериментально для грунтов различной окатанности и петрографо-минерального состава, которые позволяют находить объемный вес скелета смеси при содержании песка в ней от 15—20 до 100%. Однако объемные веса скелета смеси, полученные по разным кривым, существенно разнятся. Сопоставление опубликованных в литературе данных об объемном весе скелета песчано-гравийных смесей и содержании в них песка показывает, что все опытные кривые ложатся в определенном поле рассеяния [2; 9; 48; 77]. Нижняя граничная кривая характеризует смеси, мелкозем которых имеет объемный вес скелета около $1,5 \text{ т/см}^3$, верхняя — $1,65 \text{ т/см}^3$.

Судя по характеру этих кривых, с увеличением содержания песка объемный вес скелета смеси возрастает, а затем, когда повы-

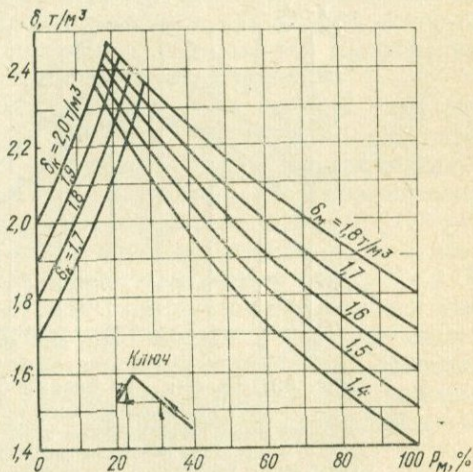


Рис. 32. Номограмма для определения объемного веса скелета грунта, содержащего крупные обломки, при удельном весе $2,70 \text{ т/м}^3$

шение доли мелкозема в смеси начинает идти за счет уменьшения количества крупнообломочного материала, объемный вес скелета уменьшается. Определенность, с которой очерчивается поле изменения объемного веса скелета смеси в зависимости от содержания в ней мелкозема, позволяет рекомендовать график, с помощью которого можно выбирать приблизительные значения объемного веса скелета песчано-гравийной смеси, зная объемный вес скелета мелкозема и его весовое содержание в этой смеси (рис. 33). Такие графики не учитывают удельного веса зерен, но при точности, достаточной для практических расчетов, этим можно пренебречь.

Сказанное справедливо для любых грунтов, но чем более однороден грунт, тем больше будут расхождения с результатами экспе-

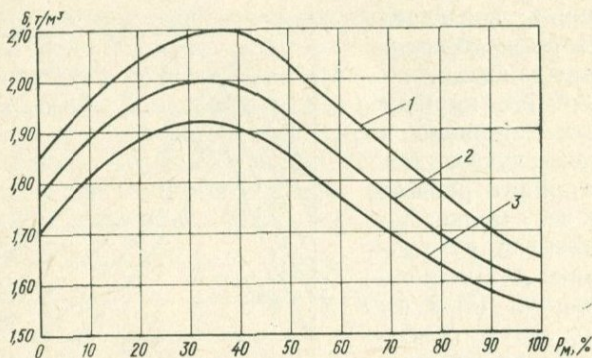


Рис. 33. График для оценки объемного веса скелета грунта, содержащего крупные обломки

1 — при объемном весе скелета частиц размером менее 2 мм — 1,65 т/м³; 2 — при объемном весе скелета частиц размером менее 2 мм — 1,60 т/м³; 3 — при объемном весе скелета частиц размером менее 2 мм — 1,55 т/м³

риментов. В среднем ошибки могут достигать 10—20%. Эти ошибки бывают следствием того, что мелкозем и крупнообломочный материал не заполняют всей единицы объема смеси из-за заклинки отдельных зерен и образования при этом пустот, недоступных для песка.

Анализ приведенных зависимостей показывает, что если в грунте содержится 90% заполнителя, то разница в объемном весе последнего и смеси составит примерно 0,09 — 0,10 т/см³, что вполне допустимо. Следовательно, объемный вес в грунтах с включением до 10% крупных обломков можно определять методами, используемыми для изучения обычных песчано-глинистых грунтов.

Для определения объемного веса песчаных грунтов весьма успешно применяют метод динамического зондирования. В этом случае предварительно необходимо установить зависимость между плотностью испытуемого грунта и числом ударов, необходимым для погружения зонда на 10 см, или глубиной, на которую погружается зонд за десять ударов. Для мелких и пылеватых песков необходимо учитывать степень их влажности [91].

В последнее время все шире начинают использоваться методы основанные на измерении поглощения и рассеяния гамма- и нейтронного излучения. Эти методы позволяют определять объемный вес и влажность грунта в объеме до 1500 см^3 .

Показатели прочности грунта. При изучении свойств грунтов основной объем исследований приходится на определение физических характеристик; механические же свойства изучаются на ограниченном числе образцов. Представляется желательным при выборе расчетных показателей использовать всю совокупность экспериментальных данных. В частности, расчетные показатели сопротивления сдвигу должны соответствовать расчетному значению характеристик физических свойств (плотности, влажности и др.). Для решения этой задачи может служить способ оценки линейной зависимости по методу наименьших квадратов [30; 31; 68], который применим для выбора любых расчетных показателей. Вычисления по этому способу производятся в следующем порядке.

Будем обозначать показатели механических свойств, для которых определяются расчетные значения, через Y , а показатели состава и физических свойств — через X . Пусть экспериментальным путем получено n значений x_i и k значений y_i . Попутно сделано столько же определений x_i ($k \leq n$).

Прежде всего необходимо найти наиболее тесную, т. е. с наибольшим коэффициентом корреляции, зависимость между Y и X и установить уравнение ее регрессии. Последняя строится по всем имеющимся k парам значений x_i и y_i . Значения x_i и y_i рассматриваются как последовательность независимых и случайных величин, подчиняющихся нормальному закону распределения. Эти условия обычно выполняются при правильном выделении слоя, для которого определяются расчетные показатели.

Далее по формулам (3) или (4) устанавливается значение расчетного показателя физического свойства X^p для всех n значений x_i .

В качестве расчетного показателя принимается наименее благоприятное значение доверительного интервала.

Для гражданских и промышленных сооружений рекомендуется задаваться степенью надежности — 0,90; для гидротехнических сооружений — 0,95.

Для выбранного указанным выше образом значения X^p с помощью доверительного интервала по формуле (9) находится математическое ожидание показателя механического свойства Y^p , который принимается в качестве расчетного значения:

$$Y^p = Y \pm t' \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^k (y_i - Y)^2}{k(k-2)} \left[1 + \frac{k^2 (X^p - X')^2}{k \sum_{i=1}^k x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^k x_i \right)^2} \right]}, \quad (9)$$

где t' распределено по закону Стьюдента с $(k-2)$ степенями свободы. Значение Y вычисляется по уравнению регрессии, полученному по k парам значений x_i и y_i , а средняя величина $X'_{\text{ср}}$ по формуле

$$X'_{\text{ср}} = \frac{\sum_{i=1}^k x_i}{k}.$$

Ниже приводится пример определения расчетного значения коэффициента трения разнозернистых песков для промышленного сооружения на стадии проектного задания. Предварительным анализом установлено, что наиболее эффективной является зависимость сопротивления сдвигу от объемного веса скелета песка, определенного после его уплотнения в приборе перед срезом. Всего было проведено по 26 опытов для каждой из двух вертикальных нагрузок — 1 и 2 $\kappa\Gamma/\text{см}^2$. Среднее значение объемного веса скелета оказалось равным 1,61 $\text{т}/\text{м}^3$, а расчетное — 1,60 $\text{т}/\text{м}^3$. Уравнение регрессии: для вертикальной нагрузки 1 $\kappa\Gamma/\text{см}^2$:

$$\tau_1 = 0,84\gamma_c - 0,73;$$

для нагрузки 3 $\kappa\Gamma/\text{см}^2$:

$$\tau_3 = 2,88\gamma_c - 2,81.$$

Результаты вычислений удобно располагать в таблице. Часть такой таблицы, использовавшейся для определения расчетного значения сопротивления сдвигу при нагрузке 3 $\kappa\Gamma/\text{см}^2$, помещена ниже (табл. 37).

Таблица 37

№ опыта	$x_i (\gamma_c)$	$y_i (\tau_i)$	x_i^2	y	$y_i - Y$	$(y_i - Y)^2 \cdot 10^{-6}$
1	1,38	1,200	1,656	1,164	0,036	1 296
2	1,42	1,350	1,917	1,280	0,070	4 900
3	1,45	1,500	1,957	1,366	0,134	17 956
4	1,46	1,575	2,175	1,395	0,180	32 400
...
...
26	1,80	2,625	4,725	2,374	0,251	63 001
Σ	41,9	—	66,94	—	—	0,826

При $X^p (\gamma_c) = 1,60 \text{ т}/\text{м}^3$

$$Y = 2,88 \cdot 1,60 - 2,81 = 1,798 \text{ } \kappa\Gamma/\text{см}^2.$$

При надежности 0,90 $t' = 1,711$:

$$\tau_3^p = 1,798 - 1,711 \sqrt{\frac{0,826}{26 \cdot 24} \left[1 + \frac{26^2 (1,60 - 1,61)^2}{26 \cdot 66,94 - 41,92} \right]} = 1,736 \text{ } \kappa\Gamma/\text{см}^2.$$

В табл. 38 приведены значения сопротивления сдвигу и коэффициента трения, полученные с помощью некоторых методов, рассмотренных выше, при надежности 0,95. Обработка велась для двух выборок объемов, состоящих одна из 26, а другая из 10 значений сопротивления сдвигу, причем вторая выборка сформирована из первой.

Метод определения расчетной характеристики	$k=26$			$k=10$		
	τ_1	τ_3	$\text{tg } \varphi$	τ_1	τ_3	$\text{tg } \varphi$
Доверительных пределов . . .	0,555	1,700	0,572	0,501	1,554	0,526
Гарантированных значений	0,470	1,415	0,472	0,445	1,295	0,425
Среднеминимальных значений с использованием зависи- мости $\tau = f_1(\rho)$	0,506	1,530	0,512	0,516	1,511	0,498
То же, с использованием зави- симости $\tau = f(\rho)$ при $\gamma_c = \text{const}$	0,575	1,725	0,575	0,590	1,575	0,582
Предлагаемый метод	0,586	1,723	0,570	0,546	1,706	0,607

При рассмотрении табл. 38 следует иметь в виду, что отклонения отдельных точек от линии регрессии были невелики. Этим объясняется близость коэффициентов трения, полученных с помощью метода среднеминимальных значений по зависимости $\tau = f_1(\rho)$ и предлагаемого метода. Кроме того, среднее значение объемного веса скелета $X'_{\text{ср}}$ (при $k = 26$) практически совпало с его расчетной величиной X^p . Поэтому коэффициенты трения, определенные методом доверительных пределов и предлагаемым способом, оказались одинаковыми.

Если зависимость между y_i и x_i криволинейна, то ее необходимо спрямить с помощью общеизвестных приемов.

Предлагаемый метод позволяет найти расчетные показатели механических свойств, в частности сопротивления сдвигу, применительно к его расчетному физическому состоянию. При этом учитывается отклонение истинной линии регрессии от ее оценки, построенной при ограниченном числе опытов, а также рассеяние показателей свойств грунта, обусловленное их изменчивостью в пределах выделенного слоя.

Для учета реологических свойств глинистых грунтов в процессе предварительных расчетов Н. Н. Маслов рекомендует использовать в зависимости от консистенции следующие значения коэффициента вязкости в лз [46]:

мягкопластичная консистенция	$a \cdot 10^{10} - a \cdot 10^{12}$
тугопластичная консистенция . .	$a \cdot 10^{12} - a \cdot 10^{13}$
полутвердая консистенция	$a \cdot 10^{14} - a \cdot 10^{15}$
твердая консистенция	$a \cdot 10^{15} - a \cdot 10^{17}$

Работами последних лет установлено, что снижение прочности грунтов при длительном действии сдвигающей нагрузки, величина которой не превышает разрушающего давления, характерно лишь для грунтов с кристаллизационно-конденсационными связями или со смешанными (частично коагуляционно-тиксотропными, частично цементационно-кристаллизационными связями), т. е. для глин очень плотных, плотных и средней плотности. По терминологии Н. Н. Маслова, к грунтам такого типа относятся разности с жесткими связями [46]. В среднем снижение прочности у глинистых

грунтов с жесткими связями составляет примерно 0,7 от предельного сопротивления сдвигу. Глинистые грунты, у которых жесткие связи отсутствуют, не только не снижают прочности, но, как показали опыты, выполненные Р. Э. Дашко и другими исследователями, даже увеличивают ее по мере роста периода действия касательных напряжений. Для ответственных сооружений проводятся эксперименты.

Показатели деформируемости грунта. Принципы назначения расчетных показателей сжимаемости остаются теми же, что при выборе расчетных значений сопротивления сдвигу. Тем не менее существует ряд особенностей определения расчетных показателей деформируемости.

Следует иметь в виду, что при компрессионных исследованиях значения модулей деформации обычно получаются заниженными. Поэтому выбор расчетных показателей с использованием нижнего доверительного предела во многих случаях приводит к преувеличению сжимаемости основания. С другой стороны, иногда возникают ситуации, при которых назначение расчетного значения модуля деформации с «запасом» приводит к уменьшению надежности работы сооружения. Например, как указывает С. А. Фрид, занижение модуля деформации основания арочной плотины ведет к преуменьшению изгибающих моментов в пятах последней, в опорных сечениях статически неопределимых конструкций и пр. [58].

Таким образом, расчетный модуль деформации нужно назначать с учетом как особенностей грунта, так и специфики сооружения. Для выбора расчетного значения модуля деформации целесообразно, как уже упоминалось, использовать способ, опирающийся на оценку зависимости по методу наименьших квадратов, который рассмотрен выше.

Показатели водопроницаемости. Выбор расчетного значения коэффициента фильтрации должен основываться на результатах полевых опытных работ. При этом следует иметь в виду, что распространение на весь инженерно-геологический слой данных экспериментов, проведенных в отдельных точках, допустимо, если состав грунта в этих точках и по слою в среднем отличается несущественно. Особенно важно соблюдение этого условия для слоев, состоящих из крупнообломочных грунтов, в которых крупные обломки распределены неравномерно.

Чтобы учесть влияние крупнообломочной составляющей на фильтрационную способность грунтов, можно использовать следующие зависимости [29]. При объеме мелкозема, превышающем объем пор, создаваемый крупными обломками,

$$K = K_m \frac{P_m \gamma_c}{P_k \delta_m + P_m \gamma_c}, \quad (10)$$

где K — коэффициент фильтрации смеси;
 K_m — коэффициент фильтрации мелкозема;

P_k, P_m — весовое содержание соответственно крупных обломков и мелкозема в грунте;

γ_c — удельный вес крупных включений;

δ_m — объемный вес скелета мелкозема.

В случае, когда объем пор, образуемый крупнообломочными частицами, превосходит объем мелкозема,

$$K = K_k \left(1 - \frac{P_m \delta_k}{P_k \delta_m n_k} \right) + K_m \frac{P_m \delta_k}{P_k \delta_m}, \quad (11)$$

где K_k — коэффициент фильтрации крупнообломочного материала

δ_k — объемный вес скелета крупнообломочного материала;

n_k — пористость крупнообломочного материала.

Подсчеты показывают, что при $P_k > 0,85$ и $\frac{K_k}{K_m} \geq 5$ вторым членом в формуле (11) можно пренебречь.

Если объем мелкозема в смеси равен объему пор, образуемому крупными обломками, то справедливы обе формулы. Формула (10) дает результаты, более близкие к действительности, чем выражение (11), так как во втором случае существенную роль играет характер заполнения мелкоземом крупных пор, возрастает значение фильтрации по контактам крупнообломочного материала и др.

Однако подобные случаи в природе встречаются значительно реже первого из рассмотренных вариантов.

Показатели, характеризующие поведение грунта при динамическом воздействии на него. Потребность в рассматриваемых показателях появляется уже при исследованиях для обоснования проектного задания, хотя особенно важны они при разработке рабочих чертежей. На первой из стадий эти показатели должны дать предварительную оценку динамических свойств грунта, поэтому определяются они на ограниченном числе представительных образцов. В качестве расчетных принимаются значения, которые должны отвечать расчетному составу слоя, расчетной влажности, плотности и т. д.

При выборе расчетных показателей критического ускорения, коэффициента динамического уплотнения и модуля динамического уплотнения никакие аналогии не допустимы — эти показатели должны определяться экспериментально [45]. То же относится и к другим показателям, характеризующим поведение грунтов при динамических воздействиях.

Назначение расчетных показателей при исследованиях для обоснования рабочих чертежей

Целью инженерно-геологических изысканий, проводимых для обоснования рабочих чертежей, является уточнение особенностей природной обстановки на участках строительства и, в частности, расчетных показателей. Это уточнение основывается как на резуль-

татах дополнительных лабораторных исследований, так и на данных полевых экспериментов, в том числе опытных боек свай, шпунтов, замачивания котлованов в просадочных грунтах, оттаивания мерзлых грунтов, опытных укаток и отсыпок земляных сооружений и т. д. Получаемые таким образом сведения позволяют внести коррективы в расчетные показатели.

Приведем весьма показательный пример [4]. Известно, что сжимаемость слоистых грунтов может быть охарактеризована по данным испытаний в компрессионных приборах лишь с большими погрешностями. В этих случаях наблюдения за осадками сооружений

и зданий дают важный материал для выбора расчетных показателей.

Основные сооружения Верхне-Свирской и Нижне-Свирской гидроэлектростанций располагаются на толще слоистых девонских глин. Для вычисления осадок бетонной плотины Верхне-Свирской ГЭС бралась расчетная компрессионная кривая, принятая для расчетов сжимаемости основания Нижне-Свирской гидроэлектростанции. Эта кривая была получена по данным лабораторных опытов и уточнена по результатам наблюдений за осадками фундаментов дерриков и ряжей

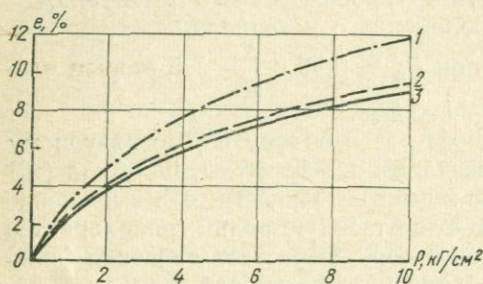


Рис. 34. Сжимаемость девонских глин (по данным лабораторных исследований и полевых наблюдений)

1 — исходная кривая; 2 — кривая, исправленная по результатам наблюдений за ряжей перемычкой; 3 — кривая, исправленная по наблюдениям за осадками сооружений

результатам наблюдений за осадками фундаментов дерриков и ряжей перемычки (рис. 34, кривая 1).

На площадке строительства Верхне-Свирской гидроэлектростанции вновь были проведены наблюдения за осадками ряжей перемычки. Расчет осадок ряжей производится по схеме плоской задачи с учетом заглубления ряжей, горизонтального давления воды и пригрузки грунта со стороны котлована. В соответствии с подсчитанными осадками была получена уточненная компрессионная кривая (рис. 34, кривая 2), которая принималась в качестве расчетной. На этом же рисунке показана зависимость между величиной осадки и нагрузкой, откорректированная по данным наблюдений за осадками на конец 1953 г., т. е. через два года после ввода гидроэлектростанции в эксплуатацию (рис. 34, кривая 3). Последние две кривые практически совпадают.

Вполне естественное желание назначать расчетные показатели обоснованно и с определенной гарантией привело к использованию в этих целях методов математической статистики. Применение последних требует наличия довольно значительного объема экспериментальных данных, которые в соответствии с требованиями нор-

мативных документов должны быть получены на стадии обоснования рабочих чертежей.*

Однако эти методы обладают рядом недостатков, из которых общим и весьма существенным является то, что показатели механических свойств обрабатываются, а следовательно, и расчетные показатели выбираются изолированно от характеристик, состава и физических свойств грунта. Это, во-первых, приводит к тому, что последние прямо не учитываются при выборе расчетных показателей, и, во-вторых, вызывает необходимость массового проведения наиболее трудоемких и дорогостоящих исследований. Поэтому и на этой стадии изысканий целесообразно использование способа, основанного на оценке зависимости по методу наименьших квадратов.

В том случае, когда расчетные показатели определены на образцах, характеристики которых соответствуют расчетному составу, состоянию и свойствам слоя, их выбор может быть осуществлен с помощью способа гарантированных значений.

Для гражданских и промышленных сооружений рекомендуется задаваться степенью надежности 0,95 или 0,99, а для гидротехнических — 0,99 или 0,999, в зависимости от ответственности сооружения.

* Способы назначения расчетных показателей с помощью математических приемов приведены в начале настоящей главы.

**СПИСОК КОДОВ ДЛЯ ПЕРФОКАРТОТЕКИ
«ПОКАЗАТЕЛИ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ
ГРУНТОВ»**

1. Номер слоя. Десятки кодируются ключом 1—2—4—7 на двух парах отверстий (вариант 1—2), единицы — буквенно-цифровым ключом на трех парах отверстий.

2. Сооружение. Кодирование осуществляется ключом 1—2—4—7 на двух парах отверстий (вариант 1—2):

- 1 — Основные сооружения
- 2 — Вспомогательные сооружения
- 3 — Месторождения строительных материалов

3. Номер выработки. Для кодирования сотен, десятков и единиц отведено по 4 пары отверстий на каждый разряд. Запись ведется ключом 1—2—4—7. Тысячи показываются на одной паре отверстий. Первая тысяча отмечается мелким вырезом, вторая тысяча — глубоким вырезом. Для поиска скважин с номерами, превышающими 1999, следует вставить спицу в верхнее отверстие и тем самым извлечь карты, которые отвечают скважинам с номерами от 1000 и более. Далее спица вставляется в нижнее отверстие и извлекается нужная перфокарта.

4. Глубина отбора образца. Кодирование ведется буквенно-цифровым ключом на семи парах отверстий. Всего может быть закодировано 90 интервалов глубин. Величина интервала определяется геологом, обрабатывающим фактический материал:

1 — АБ3	24 — АЕ5	47 — БЕ3	70 — ГД7
2 — АБ4	25 — АЕ7	48 — БЕ4	71 — ГЕ1
3 — АБ5	26 — АЖ2	49 — БЕ5	72 — ГЕ2
4 — АБ6	27 — АЖ3	50 — БЕ7	73 — ГЕ3
5 — АБ7	28 — АЖ4	51 — ВГ1	74 — ГЕ5
6 — АВ2	29 — АЖ5	52 — ВГ2	75 — ГЕ7
7 — АВ4	30 — АЖ6	53 — ВГ5	76 — ДЕ1
8 — АВ5	31 — БВ1	54 — ВГ6	77 — ДЕ2
9 — АВ6	32 — БВ4	55 — ВГ7	78 — ДЕ3
10 — АВ7	33 — БВ5	56 — ВД1	79 — ДЕ4
11 — АГ2	34 — БВ6	57 — ВД2	80 — ДЕ7
12 — АГ3	35 — БВ7	58 — ВД4	81 — ДЖ1
13 — АГ5	36 — БГ1	59 — ВД6	82 — ДЖ2
14 — АГ6	37 — БГ3	60 — ВД7	83 — ДЖ3
15 — АГ7	38 — БГ5	61 — ВЕ1	84 — ДЖ4
16 — АД2	39 — БГ6	62 — ВЕ2	85 — ДЖ6
17 — АД3	40 — БГ7	63 — ВЕ4	86 — ЕЖ1
18 — АД4	41 — БД1	64 — ВЕ5	87 — ЕЖ2
19 — АД6	42 — БД3	65 — ВЕ7	88 — ЕЖ3
20 — АД7	43 — БД4	66 — ГД1	89 — ЕЖ4
21 — АЕ2	44 — БД6	67 — ГД2	90 — ЕЖ5
22 — АЕ3	45 — БД7	68 — ГД3	
23 — АЕ4	46 — БЕ1	69 — ГД6	

5. Показатели физико-механических свойств грунтов кодируются прямым буквенно-цифровым ключом и ключом 1—2—4—7 в варианте 1—2.

Ключи буквенно-цифровой и 1—2—4—7 использованы для записи граций показателей.

а) Удельный вес

Буквенно-цифровой ключ, три пары отверстий:

А2 менее 2,3 т/м ³	Б3 2,61 — 2,65 т/м ³	АВ2 2,76 — 2,80 т/м ³
А3 2,3 — 2,5 т/м ³	В1 2,66 — 2,70 »	АБ1 2,81 — 2,80 т/м ³
Б1 2,51 — 2,6 т/м ³	В2 2,71 — 2,75 »	БВ1 более 2,90 т/м ³

б) Влажность

Буквенно-цифровой ключ, четыре пары отверстий:

A2 менее 5%	B1 31—35%	AB3 61—70%
A3 5—10%	B2 36—40%	AB4 71—80%
A4 11—15%	B4 41—45%	BB1 81—90%
B1 15—20%	Г1 46—50%	BB4 91—100%
B3 21—25%	Г2 51—55%	BГ1 101—120%
B4 25—30%	Г3 56—60%	BГ2 более 120%

в) Объемный вес

Буквенно-цифровой ключ, четыре пары отверстий:

A2 менее 1 т/м ³	B1 1,51—1,55 т/м ³	AB3 1,81—1,85 т/м ³
A3 1,01—1,10 т/м ³	B2 1,56—1,60 »	AB4 1,86—1,90 »
A4 1,11—1,20 »	B4 1,61—1,65 »	BB1 1,91—2,0 »
B1 1,21—1,30 »	Г1 1,66—1,70 »	BB4 2,01—2,10 »
B3 1,31—1,40 »	Г2 1,71—1,75 »	BГ1 2,11—2,2 »
B4 1,41—1,50 »	Г3 1,76—1,80 »	BГ2 более 2,2 »

г) Коэффициент пористости

Буквенно-цифровой ключ, четыре пары отверстий:

A2 менее 0,4	B1 0,91 — 0,95	AB3 1,61—1,80
A3 0,41 — 0,50	B2 0,96 — 1,0	AB4 1,81—2,0
A4 0,51 — 0,60	B4 1,01 — 1,1	BB1 более 2,0
B1 0,61 — 0,70	Г1 1,11 — 1,20	BB4 резерв
B3 0,71 — 0,80	Г2 1,21 — 1,40	BГ1 »
B4 0,81 — 0,90	Г3 1,41 — 1,60	BГ2 »

д) Влажность на пределе текучести

Буквенно-цифровой ключ, три пары отверстий:

A2 менее 20%	B3 36—40%	AB2 51—70%
A3 21—25%	B1 41—45%	AB3 71—90%
B1 26—30%	B2 46—50%	BB1 более 90%

е) Влажность на пределе раскатывания

Буквенно-цифровой ключ, три пары отверстий:

A2 менее 9,5%	B3 15,5—18,4%	AB2 26,5—30,4%
A3 9,5—12,4%	B1 18,5—22,4%	AB3 30,5—40%
B1 12,5—15,4%	B2 22,5—26,4%	BB1 более 40%

ж) Число пластичности

Ключ 1—2—4—7 в варианте 1—2, две пары отверстий:

1 — менее 7%
2 — 7—17%
3 — более 17%

з) Коэффициент относительной плотности

Ключ 1—2—4—7 в варианте 1—2, две пары отверстий:

1 — менее 0,33
2 — 0,34—0,66
3 — более 0,66

и) Степень влажности

Ключ 1—2—4—7 в варианте 1—2, две пары отверстий:

1 — менее 0,50
2 — 0,51—0,8
3 — более 0,8

к) Максимальная молекулярная влагоемкость

Буквенно-цифровой ключ, три пары отверстий:

A2 менее 10%	B3 15—16%	AB2 20—24%
A3 10—12%	B1 17—18%	AB3 25—30%
B1 13—14%	B2 19—20%	AB2 более 30%

л) Оптимальная влажность

Буквенно-цифровой ключ, три пары отверстий:

A2 менее 8%	B3 13—14%	AB2 19—20%
A3 9—10%	B1 15—16%	AB3 21—22%
B1 11—12%	B2 17—18%	AB2 более 22%

м) Объемный вес скелета, соответствующий оптимальной влажности

Буквенно-цифровой ключ, три пары отверстий:

A2 более 2,20 $т/м^3$	B3 1,91 — 2,00 $т/м^3$	AB2 1,76 — 1,80 $т/м^3$
A3 2,11 — 2,19 »	B1 1,86 — 1,90 »	AB3 1,70 — 1,75 »
B1 2,01 — 2,10 »	B2 1,81 — 1,85 »	AB2 менее 1,70 »

н) Коэффициент фильтрации

Буквенно-цифровой ключ, три пары отверстий:

A2 менее $1 \cdot 10^{-6}$ $см/сек$	B3 $1 \cdot 10^{-4}$ — $1 \cdot 10^{-3}$ $см/сек$	AB2 0,1—1 $см/сек$
A3 $1 \cdot 10^{-6}$ — $1 \cdot 10^{-5}$ »	B1 $1 \cdot 10^{-3}$ — $1 \cdot 10^{-2}$ »	AB3 1—10 »
B1 $1 \cdot 10^{-5}$ — $1 \cdot 10^{-4}$ »	B2 $1 \cdot 10^{-2}$ — $1 \cdot 10^{-1}$ »	AB2 10 »

о) Относительная деформация при нагрузке $2 \text{ кг}/\text{см}^2$

Буквенно-цифровой ключ, три пары отверстий:

A2 менее 0,5%	B3 2,01 — 3,0%	AB2 8,01 — 12%
A3 0,51 — 1,0%	B1 3,01 — 4,0%	AB3 более 12%
B1 1,01 — 2,0%	B2 4,01 — 8,0%	AB2 резерв

п) Сопротивление сдвигу при нагрузке $1 \text{ кг}/\text{см}$

Буквенно-цифровой ключ, три пары отверстий:

A2 менее $0,1 \text{ кг}/\text{см}^2$	B3 0,31 — $0,50 \text{ кг}/\text{см}^2$	AB2 1,01 — $1,30 \text{ кг}/\text{см}^2$
A3 0,11 — 0,20 »	B1 0,51 — 0,70 »	AB3 1,31 — 1,60 »
B1 0,21 — 0,30 »	B2 0,71 — 1,0 »	AB2 более 1,60 »

р) Потери при прокаливании

Буквенно-цифровой ключ, три пары отверстий:

A2 менее 2%	B3 11—30%	AB2
A3 2—5%	B1 31—60%	AB3
B1 6—10%	B2 более 60%	AB2

ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ ФИЗИЧЕСКИХ ВЕЛИЧИН

Физические величины	Единицы системы СИ		Единицы системы СГС		Единицы системы МКСС		Внесистемные единицы	
	название	обозначение	название и обозначение	множитель для перевода в систему СИ	название и обозначение	множитель для перевода в систему СИ	название и обозначение	множитель для перевода в систему СИ
Длина	метр	м	сантиметр (см)	10^{-2}	метр (м)	1	дециметр (дм)	10^{-1}
Масса	килограмм	кг	грамм (г)	10^{-3}	т. е. м.	9,80665	тонна (т)	10^3
Время	секунда	с	секунда (сек)	1	секунда (сек)	1	минута (мин)	60
Плоский угол	радиан	рад	рад	1	рад	1	градус (1°)	$\pi/180$
Площадь	квадратный метр	м ²	см ²	10^{-4}	м ²	1	минута (1')	$\pi/10\ 800$
Объем	кубический метр	м ³	см ³	10^{-6}	м ³	1	гектар (га)	10^4
Скорость	метр на секунду	м/с	см/сек	10^{-2}	м/сек	1	кубический дециметр (дм ³)	10^{-2}
Ускорение	метр на секунду в квадрате	м/с ²	см/сек ²	10^{-2}	м/сек ²	1	литр (л)	$\sim 10^{-3}$
Сила (вес)	ньютон	Н	дина (дин)	10^{-5}	килограмм-сила (кг)	9,80665	сантиметр в секунду (см/сек)	10^{-2}
Плотность	килограмм на кубический метр	кг/м ³	г/см ³	10^3	(т. е. м.)/м ³	9,80665	ка/дм ³	10^3
Давление	паскаль	Па	дин/см ²	10^{-1}	кг/м ²	9,80665	т/м ³	10^3
Модуль деформации (упругости и т. п.)	»	Н/м ²	дин/см ²	10^{-1}	кг/м ²	9,80665	кг/см ²	$\sim 9,81 \cdot 10^4$
Вязкость динамическая	паскаль-секунда	Па·с	пуаз (пэ)	10^{-1}	кг·сек/м ²	9,80665	кг/см ²	$\sim 9,81 \cdot 10^4$
							кг·сек/см ²	$\sim 9,81 \cdot 10^4$

1. А в а к я н Л. А. О некоторых строительных свойствах крупнообломочных образований двух разновидностей. — В «Изв. Тбилисс. НИИ сооружений и гидроэнергетики им. А. В. Винтера», т. 12 (46), 1960.
2. А н т и п к и н В. П. Об определении плотности грунта намывных сооружений. — «Гидротехн. стр-во», 1963, № 7.
3. А п р о д Л. И. К вопросу об ускоренных методах установления гарантированных значений геотехнических показателей грунтов. — В сб. «Наука и техника в гор. х-ве», вып. VI. Киев. «Будівельник», 1966.
4. А с т р а т о в а Н. П., К а г а н А. А. Верхне-Свирская плотина на р. Свири. — В сб. «Геология и плотины», т. IV. М.—Л., «Энергия», 1964.
5. Б е р е з а н ц е в В. Г. Расчеты оснований сооружений. Л., Стройиздат, 1970.
6. Б и с к э Г. С. Озы Карелии. М.—Л., изд-во АН СССР, 1955.
7. Б о н д а р и к Г. К., К о м а р о в И. С., Ф е р р о н с к и й В. И. Полевые методы инженерно-геологических исследований. М., «Недра», 1967.
8. Б у з к о в а М. С., А с т р а т о в а Н. П., Б а д у х и н В. Н. Инженерно-геологические условия участка расположения Александровского моста. — В сб. «Вопросы инж. геологии Ленинградского экономического района». Л., ЦБТИ, 1960.
9. Б у ш к а н е ц С. С. К вопросу определения сопротивления сдвигу гравийных грунтов. — В Изв. ВНИИГ, т. 65, 1960.
10. В а с с о е в и ч Н. Б., В ы ч е в В. Т. О методике определения стратиграфического положения свит по физическим свойствам входящих в их состав глин (на примере неогена Северного Сахалина). — В ж. «Новости нефтяной техники. Геология», 1958, № 8.
11. Временные указания по инженерно-геологическим исследованиям слабых водонасыщенных глинистых грунтов. М., 1968.
12. Г а л а к т и о н о в В. Д. Аллювий как основание гидротехнических сооружений. — В Тр. Гидропроекта, сб. 3, 1960.
13. Г и л ь м а н Я. Д., С а д з т о в а Э. М. О методах оценки просадочности лёссовых грунтов. — В информ. бюл. ЦТИСИЗ, 1970, № 2 (19).
14. Д а ш к о Р. Э., К а г а н А. А. Изменение характеристик деформируемости водонасыщенных глинистых пород в основаниях сооружений. — В сб. «Прибалтийская геотехника». Каунас, 1968.
15. Д а ш к о Р. Э., К а г а н А. А. Учет состояния глинистых грунтов при определении несущей способности основания сооружений. — В сб. тр. ВНИИ горн. геомех. и маркшейд. дела, сб. LXX, 1968.
16. Д а ш к о Р. Э., К а г а н А. А. Определение физического состояния глинистых грунтов по результатам сдвиговых испытаний. — В сб. «Матер. респ. совещ. по лаб. исследов. грунтов при инж.-строит. изысканиях». М., 1969.
17. Д е н и с о в Н. Я. Строительные свойства лёсса и лёссовидных суглинков. М., Госстройиздат, 1953.
18. Д о л и н с к и й А. А., М у л л е р Р. А. Определение нормативных и расчетных характеристик прочности грунтов. — В сб. тр. СоюзморНИИпроекта, № 20 (26), 1968.

19. Жинкин Г. П., Зарубина Л. П. Влияние вибродинамического воздействия поездов на изменение прочности грунтов земляного полотна.— В сб. тр. Уральского отд. ВНИИ ж.-д. трансп., 1969, вып. 16.
20. Звонарев Н. К. Методика обоснования величины коэффициента запаса устойчивости бортов карьеров.— В сб. тр. ВНИИ горн. геомех. и маркшейд. дела, сб. 52, 1964.
21. Зиянгиров Р. С. Определение коэффициента электроосмоса грунта в полевых условиях.— В ж. «Основ., фонд. и мех. грунтов», 1960, № 6.
22. Иванов Л. В. О неоднородности и методах изучения и оценки строительных свойств грунтов ледникового комплекса.— В сб. науч. тр. ЛИСИ, вып. 18, 1954.
23. Иванова И. Н. Приближенно-статистический метод определения оптимального количества инженерно-геологических проб пород.— В Изв. вузов. Геол. и разведка, 1967, № 4.
24. Инструкция по инженерным изысканиям для городского и поселкового строительства. СН 211—62. М., Госстройиздат, 1962.
25. Инструкция по инженерным изысканиям для линейного строительства. СН 234—62. М., Госстройиздат, 1963.
26. Инструкция по инженерным изысканиям для промышленного строительства. СН 225—62. М., Стройиздат, 1964.
27. Инструкция по составу и объему изысканий для гидроэнергетического строительства. И—34—61. Ч. 2. Инженерно-геологические изыскания. М.—Л., Госэнергоиздат, 1962.
28. Каган А. А. К определению объемного веса скелета песчано-гравийных грунтов.— В сб. тр. Ленгидропроекта. № 4, М.—Л., «Энергия», 1966.
29. Каган А. А. Об определении коэффициента фильтрации песчано-гравийных грунтов.— В сб. тр. Ленгидропроекта, № 7. Л., 1968.
30. Каган А. А. О применении методов математической статистики к выбору расчетных показателей свойств грунтов.— В сб. «Математические методы в инженерн. геологии». М., 1968.
31. Каган А. А. Выбор расчетных показателей свойств грунтов с помощью некоторых методов математической статистики.— В сб. тр. Ленгидропроекта, № 9. Л., 1970.
32. Каган А. А., Новожилов Г. Ф., Солодухин М. А., Фурса В. М. Некоторые вопросы обработки результатов лабораторных исследований грунтов.— В сб. матер. респ. совещ. по лаб. исследов. грунтов при инж.-строит. изысканиях. М., 1967.
33. Каган А. А., Солодухин М. А. Моренные отложения Северо-Запада СССР (Инж.-геол. характеристика). М., «Недра», 1971.
34. Кистанов А. И. Влияние динамического воздействия поездов на прочность глинистых грунтов земляного полотна.— В сб. тр. ЛИИЖТа, вып. 285, 1968.
35. Коломенский Н. В. Инженерная геология. Ч. 2. М., Госгеолтехиздат, 1956.
36. Коломенский Н. В. Общая методика инженерно-геологических исследований. М., «Недра», 1968.
37. Котлов Ф. В. Новый способ графического изображения гранулометрического состава рыхлых осадочных пород.— В сб. «Вопросы теорет. и прикл. геол.», № 1, 1947.
38. Котлов Ф. В. Инженерно-геологические особенности юрских глин оксфордского яруса Москвы и ее окрестностей в связи с условиями их формирования.— В сб. тр. лаб. гидрогеол. проблем, т. XV, 1957.
39. Кушнер С. Г. Причины деформации кольцевого фундамента мокрого газгольдера.— В ж. «Основ., фонд. и мех. грунтов», 1967, № 1.
40. Ломтадзе В. Д. Методы лабораторных исследований физико-механических свойств горных пород. Л., «Недра», 1972.
41. Ломтадзе В. Д. Инженерная геология. Инженерная петрология. Л., «Недра», 1970.

42. Лужецкий А. Н. О методах определения оптимального количества проб при изучении инженерно-геологических свойств оползневых накоплений южного берега Крыма. — В сб. «Матер. семинара по примен. геофиз. и математ. методов при гидрогеол. и инж.-геол. исслед.». М., 1967.
43. Маслов Н. Н. Прикладная механика грунтов. М., Машстройиздат, 1949.
44. Маслов Н. Н. Условия устойчивости склонов и откосов в гидроэнергетическом строительстве. М.—Л., Госэнергоиздат, 1955.
45. Маслов Н. Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. М., «Высшая школа», 1968.
46. Маслов Н. Н. Длительная устойчивость и деформация смещения подпорных сооружений. М., «Энергия», 1968.
47. Маслов Н. Н., Котов М. Ф. Инженерная геология, М., Стройиздат, 1971.
48. Мелентьев В. А. Песчаные и гравелистые грунты намывных плотин. М.—Л., Госэнергоиздат, 1960.
49. Методическое пособие по инженерно-геологическому изучению горных пород. Т. 1—2. М., изд. Моск. ун-та, 1968.
50. Огоноченко В. П. Объем инженерно-геологического опробования при ограниченном рассеянии частных показателей свойств горных пород. — В сб. «Вопросы методики инж.-геолог. исследований», № 2, Томск, 1967.
51. Охотин В. В. и Шнайдер Ш. М. К вопросу определения генезиса грунтов по их физико-механическим свойствам. — «Учен. записки ЛГУ», № 102. Сер. геол. наук, вып. 1, 1950.
52. Пильгунова З. В. Метод математической статистики в установлении среднего значения сопротивления сдвигу глинистых пород. — В сб. тр. лаборат. гидрогеолог. проблем, т. XIV, 1957.
53. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1964.
54. Приклонский В. А. Грунтоведение, ч. 1. М., Госгеолтехиздат, 1955.
55. Приклонский В. А. Грунтоведение, ч. 2. М., Госгеолтехиздат, 1952.
56. Приклонский В. А., Окнина Н. А. Предварительные данные об инженерно-геологическом изучении четвертичных илов северо-западной части Черного моря. — В сб. тр. лаб. гидрогеол. проблем, т. XV, 1957.
57. Прочухан Д. П. Остаточные напряжения в скальных массивах и возникающие при их разгрузках деформации. — В сб. тезисов докл. к III региональн. совещ. по инж. геолог. Л., 1966.
58. Прочухан Д. П., Фрид С. А., Доманский Л. К. Скальные основания гидротехнических сооружений. Л., Стройиздат, 1971.
59. Рекомендации по проведению инженерно-геологических изысканий в районах распространения лёссов и лёссовидных грунтов. М., 1968.
60. Решения и инструктивные указания совещания Гидропроекта по унификации методов исследований грунтов. М., 1964.
61. Родионов Д. А. Статистические методы разграничения геологических объектов по комплексу признаков. М., «Недра», 1968.
62. Роза С. А. Характеристика сжимаемости грунтов. Сб. Гидроэнергопроекта, № 6. Л.—М., Госэнергоиздат, 1940.
63. Роза С. А. Изучение уплотняемости и несущих свойств грунтов, слагающих основание сооружения. Л., 1947.
64. Роза С. А. Структурная прочность глинистых грунтов с большой естественной влажностью. — «Гидротехн. стр-во», 1950, № 1.
65. Рубинштейн А. Л., Кириллов А. А., Балаев Л. Г. Строительные свойства лёссовых грунтов. — «Гидротехн. и мелиор.», 1955, № 8.
66. Руководство по инженерно-геологическим изысканиям в оползневых районах. М., Стройиздат, 1966.

67. Сергеев Е. М. Грунтоведение. М., изд. Моск. ун-та, 1959.
68. Смирнов Н. В., Дунин-Барковский И. В. Курс теории вероятностей и математической статистики для технических приложений. М., «Наука», 1969.
69. Соловьев Ю. И. К вопросу об оценке расчетных значений параметров прочности грунта.— В сб. матер. к V совещ. по закрепл. и уплотн. грунтов. Новосибирск, 1966.
70. Солодухин М. А., Каган А. А. О точности определения модуля деформации грунтов.— В информ. бюл. ЦТИСИЗ, 1970, № 1 (18).
71. Сорокина Г. С. Строительные свойства морских илов.— В сб. «Слабые глинистые грунты». Таллин, 1965.
72. Справочник по инженерной геологии. М., «Недра», 1968.
73. СНиП II—Б. 3—62. М., Госстройиздат, 1962.
74. СНиП II—Б. 1—62*. М., Стройиздат, 1964.
75. СНиП II—Б. 2—62*. М., Стройиздат, 1964.
76. СНиП II—Б. 5—67*. М., Стройиздат, 1971.
77. Технические условия и нормы на проектирование и возведение земляных намывных плотин (проект). М., Госстройиздат, 1959.
78. Трофименков Ю. Г., Воробков Л. Н., Смирнич-кий А. И., Бенедиктов А. А. Полевые методы исследования строительных свойств грунтов. М., Стройиздат, 1964.
79. Трофименков Ю. Г., Ободовский А. А. Свайные фундаменты для жилых и промышленных зданий. М., Стройиздат, 1970.
80. Тубольцев В. М., Шанина А. Н. Влияние вибраций, возникающих от действия подвижной нагрузки, на изменение прочностных характеристик связных грунтов.— В сб. «Вопр. геотехн.», № 15, Днепропетровск, 1969.
81. Указания по проектированию гидротехнических туннелей. СН 238—63. М., Госстройиздат, 1963.
82. Уорсинг А., Геффнер Д. Ж. Методы обработки экспериментальных данных. Пер. с англ. М., изд-во иностр. лит., 1953.
83. Урбах В. Ю. Биометрические методы. М., «Наука», 1964.
84. Фадеев П. И. Пески СССР. Ч. 1. М., изд. Моск. ун-та, 1951.
85. Федоров И. В. Методы расчета устойчивости склонов и откосов. М., Госстройиздат, 1962.
86. Фурса В. М. К изучению физико-механических свойств позднеледниковых ленточных отложений.— В сб. «Грунтовед. и инж. геол.». Л., изд. Лен. гос. ун-та, 1964.
87. Цытович Н. А. Вопросы теории и практики строительства на слабых глинистых грунтах.— В сб. «Слабые глинистые грунты». Таллин. 1965.
88. Чаповский Е. Г. Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов. М., «Недра», 1966.
89. Шаров В. И., Тофанюк Ф. С., Швецов Г. И. О достоверности модуля общей деформации грунта по результатам штамповых испытаний.— В сб. тр. Новосиб. ин-та инж. ж.-д. трансп., вып. 63, 1967.
90. Шахунянц Г. М. Назначение расчетных характеристик грунтов.— В сб. тр. Моск. ин-та инж. ж.-д. трансп., вып. 273, 1968.
91. Шашков С. А. Определение строительных свойств песчаных грунтов динамическим зондированием.— В сб. НИИ основ. и подзем. сооруж., № 42. М., Госстройиздат, 1960.
92. Шнитников Д. В. Устойчивость на размыв пород пермских отложений.— «Гидротехн. стр-во», 1959, № 9.
93. Илиев И. Някои резултати от приложението на количествени методи при инженерногеоложки изследовани. Изв. Геол. ин-т Бълг. АН № 13, 1964.

	Стр.
Предисловие	3
Глава I. Свойства грунтов и их значение для проектирования	5
Способы получения сведений о свойствах грунтов	—
Показатели физико-механических свойств грунтов	8
Связь между расчетными и вспомогательными показателями свойств грунтов	28
Значение показателей физико-механических свойств грунтов при проектировании различных сооружений	31
Глава II. Расчленение толщи грунтов на инженерно-геологические слои	33
Последовательность и способы выделения слоев	—
Оценка однородности инженерно-геологических слоев	50
Особенности выделения слоев в грунтах различного происхождения	58
Глава III. Места отбора образцов и необходимое количество определений показателей свойств грунтов	70
Размещение точек опробования	—
Число определений	73
Глава IV. Определение показателей физико-механических свойств грунтов	82
Способы определения	—
Методика определения	87
Глава V. Способы представления результатов лабораторных и полевых исследований состава и свойств грунтов	100
Изображение расчетных показателей	101
Изображение вспомогательных показателей	108
Глава VI. Выбор расчетных показателей свойств грунтов	115
Существующие методы назначения расчетных показателей	—
Назначение расчетных показателей на стадии предварительных исследований	119
Назначение расчетных показателей при исследованиях для обоснования технического проекта	125
Назначение расчетных показателей при исследованиях для обоснования рабочих чертежей	133
Приложения	136
Литература	140

59 коп.

575

ТОПЕЛ