

Министерство образования и науки РФ

Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования

Воронежский государственный архитектурно-строительный университет

В. М. Алексеев, П.И. Калугин

Полевые методы исследования механических свойств грунтов

*Учебное пособие
для студентов, обучающихся
по направлению 270100 «Строительство»*

Воронеж 2011

УДК 624.15
ББК 38.654.1
А471

Рецензенты:

*кафедра конструкций зданий и сооружений Тамбовского
государственного технического университета;
В.Н. Паришин, к. т. н., директор ООО «Малахит»*

Алексеев, В.М.

Полевые методы исследования механических свойств грунтов:

А471 учеб. пособие / В.М. Алексеев, П.И. Калугин; Воронеж. гос.
арх.-строит. ун-т.- Воронеж, 2011. - 112 с.

ISBN 978-5-89040-332-2

Рассматриваются полевые методы исследований деформационных и прочностных свойств грунтов в условиях их естественного залегания. Излагаются методы определения механических свойств грунтов штампами, прессиометрами, статическим и динамическим зондированием, а также методы испытаний грунтов на сдвиг в скважинах и шурфах. Описано применяемое оборудование. Пособие оснащено нормативным и справочным материалом.

Предназначено для студентов, обучающихся по направлению 270100 «Строительство», а также для широкого круга специалистов, работающих в области изыскания и проектирования оснований и фундаментов.

Ил. 26. Табл. 37. Библиогр.: 21 назв.

**УДК 624.15
ББК 38.654.1**

ISBN 978-5-89040-332-2

© Алексеев В.М. Калугин П.И., 2011
© Воронежский государственный
архитектурно-строительный
университет, 2011

Оглавление

Предисловие.....	4
Введение.....	5
1. Определение характеристик деформационных свойств грунтов статической нагрузкой.....	7
1.1. Общие положения.....	7
1.2. Сущность метода штамповых испытаний грунтов.....	14
1.3. Оборудования и приборы для проведения испытаний.....	16
1.4. Подготовка и проведение испытаний.....	20
1.5. Обработка результатов испытаний.....	27
2. Испытания грунтов методом прессиометра.....	31
2.1. Общие положения.....	31
2.2. Оборудование и приборы.....	32
2.3. Подготовка и проведение испытаний.....	34
2.4. Обработка результатов испытаний.....	37
2.5. Определения модуля деформации грунта лопастным прессиометром.....	39
3. Определение прочностных характеристик грунта.....	43
3.1. Общие положения.....	43
3.2. Испытание грунтов методом сдвига (среза) целиков грунта.....	45
3.3. Обработка результатов испытаний.....	53
3.4. Испытание грунтов на сдвиг методами обрушения и выпирания целиков грунта в шурфах.....	56
3.5. Испытание грунтов методами вращательного, кольцевого и поступательного срезов.....	58
4. Испытание грунтов динамическим и статическим зондированием.....	72
4.1. Общие положения.....	72
4.2. Динамическое зондирование грунтов конусом.....	74
4.3. Статическое зондирование грунтов при помощи зондов.....	80
5. Определение расчетных характеристик механических свойств грунтов...	85
Заключение.....	88
Библиографический список рекомендуемой литературы.....	89
Приложения.....	90

Предисловие

В настоящее время невозможно проектирование и строительство зданий и сооружений без исследования свойств грунтов, на которых предстоит строить. Свойства грунтов исследуют как в лабораториях, так и в полевых условиях на строительных площадках. Сегодня полевые методы исследования грунтов получили широкое развитие. Их преимущество по сравнению с лабораторными методами следующие:

- возможность изучения сравнительно большого по объему массива грунтов;
- меньшая степень нарушения естественного сложения грунтов;
- изучение грунтов в условиях естественного напряжённого состояния;
- исследования свойств таких грунтов, образцы которых невозможно отобрать с ненарушенной структурой для лабораторных испытаний.

Основным недостатком полевых испытаний грунтов является их относительная сложность и трудоемкость.

Опыт показывает, что наиболее целесообразно проводить комплексные исследования свойств грунтов, включающие и лабораторные, и полевые методы, которые дополняют друг друга и способствуют более полному изучению грунтов.

В последние годы вышли новые ГОСТы, СНиПы, своды правил по проектированию и устройству оснований и фундаментов зданий и сооружений, что и побудило авторов к написанию данного учебного пособия.

В учебном пособии дается детальное описание современных методов исследования механических свойств грунтов в полевых условиях, приводятся данные о приборах и установках, дается подробное описание методики полевых исследований деформационных и прочностных свойств грунтов. По необходимости приводятся краткие теоретические сведения о грунтах.

В приложениях к пособию помещены нормативные и справочные материалы, нужные при изучении механических свойств грунтов. Предназначено для студентов, изучающих курс «Механика грунтов» и обучающихся по направлению 270100 «Строительство».

Введение

Любое сооружение возводится на грунте, который является его основанием. Наиболее ответственной частью здания является фундамент, задача которого передать нагрузку от здания грунту основания так, чтобы не нарушить его прочность. Строительные нормы и правила [15,16,12,19] предусматривают расчет оснований и фундаментов по двум группам предельных состояний: по прочности и устойчивости и по деформациям - осадкам фундамента и его основания.

Рассчитать фундамент и его основание невозможно без знания физико-механических свойств грунтов оснований.

Выбор наиболее рациональных и экономичных конструкций фундаментов и оптимальных способов производства работ по их устройству является одной из самых трудных и сложных инженерных задач в строительстве. Это обусловлено не только большим разнообразием видов и состояний грунтов, многообразием природных условий их залегания, влиянием геологических и гидрогеологических явлений и процессов, но и разнообразием и сложностью производственных условий строительства.

Для определения характеристик механических свойств грунтов проводят лабораторные и полевые испытания. Определяемые в лабораторных условиях на образцах, характеристики грунтов не всегда в полной мере отражают свойства грунтов в условиях их природного состояния.

Поэтому нормативные документы предписывают наряду с лабораторными проводить и полевые испытания грунтов.

В учебном пособии рассмотрены полевые методы определения механических свойств грунтов. Эти методы отличаются большой достоверностью получаемых результатов.

Под механическими свойствами грунтов понимают их поведение под действием внешней нагрузки или при изменении их физического состояния. Характеристики механических свойств грунтов необходимо знать для расчета их деформаций, оценки прочности и устойчивости грунтовых массивов и оснований.

Характеристики механических свойств не могут быть назначены в зависимости от физического состава и состояния, грунтов, которые формировались в течение длительного периода времени и испытывали различные воздействия. Они должны определяться экспериментально.

К основным механическим свойствам грунтов относятся:

- сжимаемость (деформируемость) грунтов;
- сопротивление грунтов сдвигу;
- водопроницаемость грунтов.

Методы исследования свойств грунтов в их естественном залегании называются полевыми.

Выделяются четыре типа полевых методов изучения грунтов:

I – обследование и описание;

II – разведка и опробование;

III – испытание;

IV – натурные наблюдения за возведенными сооружениями.

К полевым методам испытаний грунтов, основанным на моделировании процессов, протекающих при работе основания, относятся: статические испытания грунтов штампами, прессиометрами, зондированием, вращательным срезом, сдвигом целиков грунта и др.

Различают, с одной стороны, прямые и косвенные методы испытаний грунтов, с другой – точные и грубые.

Прямым методом называется испытание, которое приводит к получению искомой характеристики сжимаемости или прочности непосредственно. Косвенный метод базируется на использовании каких-либо эмпирических зависимостей между результатами испытаний и искомой характеристикой.

Точные и грубые методы различаются степенью влияния случайных ошибок, сопровождающих испытания. В точных методах доля случайной ошибки невелика, в результате чего среднее квадратичное отклонение измеряемой величины характеризует в основном естественный разброс данного показателя.

В грубых методах влияние случайных ошибок приводит к значительному увеличению среднего квадратичного отклонения измеряемой величины.

Деформационные характеристики грунтов следует определять преимущественно полевыми методами. Прочностные характеристики грунтов в полевых условиях должны обязательно определяться в тех случаях, когда затруднительно отобрать образцы грунтов с ненарушенной структурой или когда грунты содержат большое число крупнообломочных включений, размер которых близок к размерам образцов. Лабораторные методы могут применяться для оценки изменения механических свойств грунтов во времени, а также с целью сокращения объёма полевых исследований грунтов, если для конкретных строительных площадок установлены достаточно надёжные корреляционные связи между характеристиками грунтов, рассчитанными по результатам полевых и лабораторных испытаний.

Кстати, как показывает практика, даже в благоприятных инженерно-геологических условиях на полевые работы по изучению свойств грунтов затрачивается свыше 50% срока изысканий на строительной площадке.

При определении механических характеристик грунтов необходимо строго соблюдать режим испытаний, прежде всего характер нагружения грунтов.

В большинстве случаев испытания проводятся при статическом нагружении грунтов, имитирующем процесс строительства.

Необходимо помнить, что механические характеристики оценивают поведение грунтов в рамках той расчетной модели, параметрами которой они являются. Каждая расчетная модель грунта использует свои, присущие этой модели, характеристики.

1. Определение характеристик деформационных свойств грунтов статической нагрузкой

1.1. Общие положения

Под действием внешних нагрузок грунты основания испытывают объемные и сдвиговые деформации. Деформации грунтов имеют упругий и пластический характер. Пластические деформации намного превышают упругие и делятся на объемные и сдвиговые. Объемные деформации приводят к изменению объема пор в грунте, т.е. к его уплотнению, сдвиговые – к изменению его первоначальной формы и могут вызывать разрушение грунта. В инженерной практике обычно ограничиваются изучением общих (упругих и пластических) деформаций. Для описания процесса деформирования грунта с использованием модели линейно деформированной среды необходимо знать две деформационные характеристики: модуль деформации E и коэффициент бокового расширения ν , которые используются при расчете осадок сооружений на грунтовых основаниях.

При решении плоской и пространственной задач удобно любую деформацию грунта представить в виде суммы объемных и сдвиговых деформаций. При этом используются другие деформационные характеристики грунта: модуль объемной деформации K и модуль сдвига G . Зная модуль сдвига, можно определить горизонтальные перемещения (сдвиги) сооружений на грунтовых основаниях под действием горизонтальных сил.

Для оценки упругих деформаций грунта используется модуль упругости E' , характеризующий восстанавливающиеся деформации. Определяется по ветви разгрузки компрессионной кривой.

К деформационным характеристикам относятся также начальное просадочное давление p_{Sl} и относительная просадочность ε_{Sl} грунта (при исследовании просадочных грунтов).

Начальное просадочное давление p_{Sl} – минимальное давление, при котором проявляются просадочные свойства грунта при его полном насыщении водой.

Относительная просадочность ε_{Sl} – отношение просадки грунта в основании штампа к глубине деформируемой зоны.

Наиболее достоверными методами определения деформационных характеристик нескальных грунтов являются их испытания в полевых условиях статическими нагрузками в шурфах, котлованах, горных выработках при помощи горизонтальных штампов площадью 2500-5000 см², а также в скважинах или массиве с помощью винтовой лопасти-штампа площадью 600 см², выполняемые в соответствии с действующими ГОСТами [4,5,6,7,10,13].

Эти же характеристики грунта могут быть определены в скважинах и массиве с помощью прессиометров различных конструкций [7].

Строительные нормы и правила [20] требуют обязательное определение прочностных и деформационных характеристик грунтов для сооружений I и II уровней ответственности лабораторными и полевыми методами.

Указанные параллельные испытания обязательны при исследованиях грунтов для строительства зданий и сооружений I уровня ответственности. Для зданий II - III уровней ответственности допускается корректировать результаты испытаний грунтов прессиометрами и плоскими вертикальными штампами с помощью эмпирических коэффициентов, назначаемых в соответствии с указаниями действующего ГОСТа [6].

Модули деформации песчаных и глинистых грунтов могут быть определены методами статического зондирования, выполняемыми в соответствии с действующими ГОСТами [8,9] на основе сопоставления данных зондирования с результатами испытаний тех же грунтов штампами. Проведение сопоставительных испытаний обязательно для зданий и сооружений I и II уровней ответственности. Для зданий и сооружений III уровня ответственности допускается определение модуля деформации только по данным статического зондирования. Зная величину удельного сопротивления грунта под наконечником зонда q_c , можно определить модуль деформации: для песчаных грунтов $E = 3q_c$; для глинистых грунтов $E = 7q_c$.

Однако основным методом определения модуля деформации в полевых условиях являются штамповые испытания грунтов [1, 2, 3, 18, 21, 22, 23].

Общие требования к полевым испытаниям грунтов, оборудованию и приборам, подготовке площадок и выработок для испытаний приведены в ГОСТ 30672-99 [13].

Испытания грунтов проходят в горных выработках (расчистках, котлованах, шурфах, буровых скважинах и т. д.) или в массиве грунта при сохранении его природного сложения. Схемы испытаний для определения характеристик деформируемости приведены на рис. 1.1.

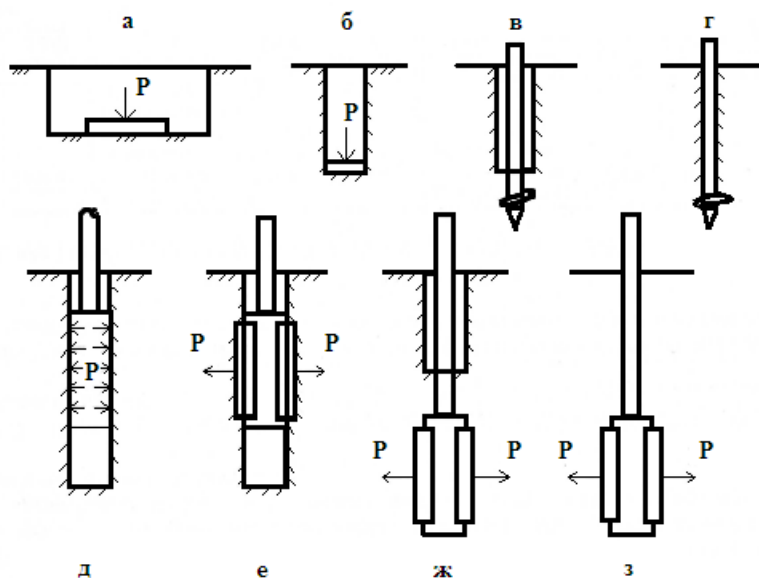


Рис. 1.1. Схемы испытаний грунта штампами и прессиометрами: а - плоским штампом в шурфе, котловане; б - плоским штампом в скважине; в - винтовым штампом ниже забоя буровой скважины; г - винтовым штампом в массиве грунта; д - радиальным прессиометром; е - лопастным прессиометром в скважине; ж - лопастным прессиометром ниже забоя скважины; з - лопастным прессиометром в массиве грунта

При проходке опытной скважины запрещается применение ударно-канатного, вибрационного и шнекового бурения, начиная с отметки на 1 м выше участка, на котором будет проводиться испытание. На этом участке скважину следует проходить вращательным способом с помощью колонковой трубы, обуливающего грунтоноса или буровой ложки, частота вращения которых не должна превышать 60 об/мин, а осевая нагрузка на буровой наконечник - не более 0,5 кН.

При бурении скважин ниже уровня подземных вод не допускается понижение их уровня в скважине.

После бурения скважины следует немедленно приступить к испытаниям грунта штампами. Промежуток времени между окончанием бурения опытной скважины и началом испытания грунта выше уровня подземных вод не должен превышать 2 ч, ниже уровня подземных вод - 0,5 ч.

Предшествовать полевым испытаниям грунтов с целью определения его сжимаемости и прочностных свойств должны инженерно-геологические изыскания с установлением физико-механических характеристик грунтов, слагающих площадку, лабораторными методами. Эти изыскания должны определить состав и строение грунтов строительной площадки.

На отметках испытания грунтов в шурфах, скважинах и других выработках штампами должны быть отобраны образцы и в лабораторных условиях определены физические и механические характеристики: гранулометрический состав, влажность и плотность грунта, плотность частиц грунта, влажность на границах раскатывания и текучести, плотность сухого грунта, коэффициент пористости, степень влажности, число пластичности, показатель текучести, модуль деформации, угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта.

Минимальная толщина однородного испытываемого слоя грунта под штампом должна составлять не менее двух диаметров штампа и 1,5 высоты рабочего наконечника при испытании грунта прессиометрами (см. рис 1.1).

Образцы грунта для определения его физических свойств следует отбирать на расстоянии не более 3 м от оси выработки для проведения испытаний грунта штампом.

Испытание грунтов штампом или пробными нагрузками проводят, как указывалось выше, с целью определения сжимаемости грунта и его деформационных характеристик, которые используют при расчете осадки фундаментов. Эти характеристики необходимы также для выявления просадочных свойств лессовых и некоторых других видов грунтов.

Все грунты в той или иной степени деформируются (уплотняются) под действием приложенной к ним статической нагрузки. Деформация уплотнения грунтов под действием нагрузки имеет в значительной степени необратимый характер. Количественной характеристикой сжимаемости

грунтов является модуль деформации E , МПа (кгс/см^2).

Модуль деформации грунта часто называют модулем общей деформации грунта, подчеркивая этим, что этот показатель суммарно характеризует упругие и остаточные деформации грунта.

Модуль деформации грунтов отличается от модуля упругости твердых тел и материалов тем, что он отражает не только упругие, но и необратимые пластические деформации. Из этого следует, что модуль деформации относится только к действию возрастающих нагрузок. В общем случае модуль деформации грунтов является непостоянной величиной, так как зависимость деформации грунтов от давления имеет нелинейный и возрастающий характер, а закон Гука применим для грунтов лишь в пределах небольших интервалов изменения давления.

На величину модуля деформации глинистых грунтов влияет их влажность. При увеличении влажности грунта величина модуля деформации снижается.

Модуль деформации грунтов определяют в лаборатории на компрессионных приборах или приборах трехосного сжатия, а в полевых условиях при помощи испытания грунтов штампами.

При рассмотрении деформации грунта будем полагать, что он представляет собой изотропное тело, обладающее по всем направлениям одинаковыми свойствами. Мысленно выделим в пределах толщи грунта элементарный кубик с ребром длиной l . Учитывая, что в грунтах значительная роль принадлежит необратимым остаточным деформациям, носящим к тому же нелинейный характер, ограничимся рассмотрением процесса деформации этого кубика лишь в одном направлении, когда имеет место только его сжатие. Будем полагать, что изменение давления, вызвавшее сжатие кубика, происходит в таких пределах, когда допустимо применение линейной зависимости между деформацией грунта и приложенной к нему нагрузкой.

Мысленно представленный кубик испытывает от окружающего грунта давление p , приложенное по всем его граням. Предполагая кубик ориентированным таким образом, что верхняя и нижняя его грани занимают горизонтальное положение, увеличим приложенное к ним давление на некоторую величину p .

Если при этом считать, что давление на боковые грани не меняется и остается постоянным, то кубик несколько расплющится (рис. 1.2). Его высота уменьшится на некоторую величину λ и станет равной $l - \lambda$, а длина ребер боковых граней увеличится на m и станет равной $l + m$.

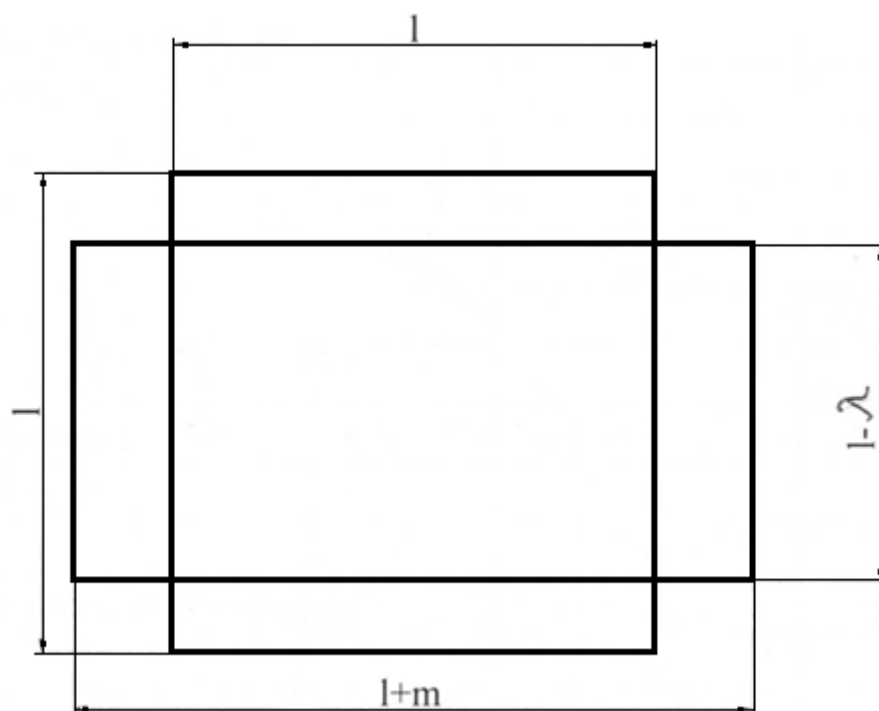


Рис. 1.2. Схема к определению модуля деформации грунта E и коэффициента Пуассона ν для грунта

Тогда относительная деформация сжатия будет $\varepsilon = \frac{\lambda}{l}$, а отношение сжимающего давления p к относительной деформации ε представляет собой искомый модуль деформации грунта E , характеризующий упругие и остаточные деформации грунта и используемый для расчета оснований и фундаментов по деформации. Отношение m к λ , которое обозначим через ν , называется коэффициентом относительной поперечной деформации грунтов.

Модуль деформации и коэффициент относительной поперечной деформации грунтов являются понятиями аналогичными модулю Юнга и коэффициенту Пуассона упругих тел.

Их значения определяются следующими выражениями:

$$E = \frac{p}{\varepsilon}; \quad \nu = \frac{m}{\lambda}. \quad (1.1)$$

Таким образом, в зависимости от плотности, состояния консистенции, особенностей структуры и других причин величина модуля деформации E даже для одних и тех же видов грунтов может колебаться в больших пределах. В связи с этим его рекомендуют определять опытным путем, используя данные полевых испытаний грунтов пробной нагрузкой.

Теперь представим горизонтальный слой однородного грунта, распространяющийся в стороны и нагруженный по поверхности распределенной нагрузкой, интенсивностью p .

Мысленно выделим в его толще элементарный кубик, верхняя и нижняя грани которого расположены горизонтально (рис. 1.3).

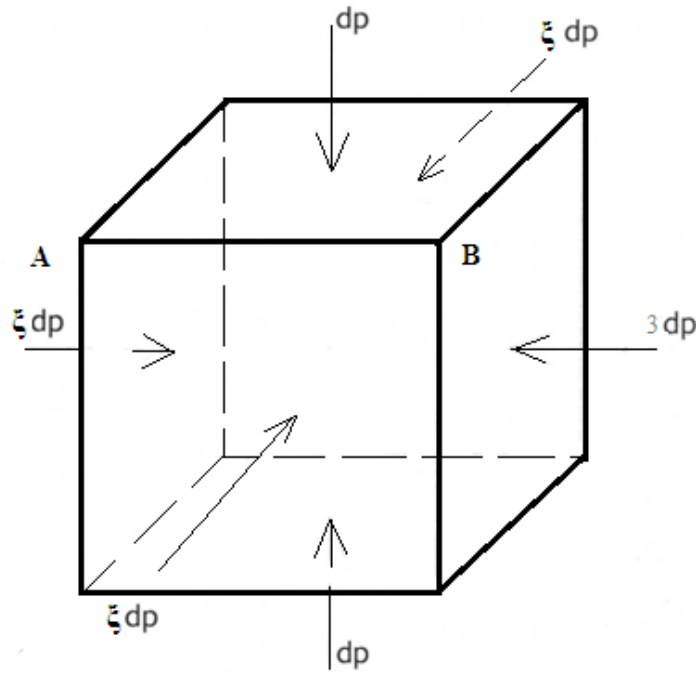


Рис 1.3. Схема к определению зависимости между коэффициентом Пуассона и коэффициентом бокового давления грунта

Предположим далее, что в результате некоторого повышения внешней нагрузки вертикальное давление на горизонтальные грани кубика увеличилось на бесконечно малую величину dp . Последнее вызовет также соответствующее повышение давления, приложенного к его боковым граням, на величину ξdp , так как по условию рассматриваемой задачи расширение грунта в стороны исключено.

Проследим за деформацией ребра АВ, которую оно получит в результате действия нагрузки, приложенной отдельно к каждой паре параллельных граней рассматриваемого кубика.

Под влиянием нагрузки dp ребро АВ получит удлинение, равное $\nu \frac{dp}{E}$. Нагрузка ξdp , приложенная к боковым граням кубика, параллельным плоскости чертежа, вызывает удлинение ребра АВ на величину $\nu \frac{\xi dp}{E}$. Наконец, под влиянием нагрузки ξdp , действующей по боковым граням кубика, перпендикулярным плоскости чертежа, возникает укорочение ребра АВ на величину $\frac{\xi dp}{E}$.

Общая же деформация ребра АВ будет равна нулю, так как в данном случае имеет место сжатие кубика без возможности его бокового расширения. Поэтому можно будет написать

$$\nu \frac{dp}{E} + \nu \frac{\xi dp}{E} - \frac{\xi dp}{E} = 0. \quad (1.2)$$

В выражении (1.2) произведем необходимые сокращения, после чего получим

$$\xi = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} \text{ или } \nu = \frac{\xi}{1+\xi}, \quad (1.3)$$

где ξ – коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя, т.е. при отсутствии горизонтальных перемещений. Тогда

$$\xi = \frac{\nu}{1+\nu}. \quad (1.4)$$

Коэффициент бокового давления ξ имеет реальный физический смысл в поле напряжений под подошвой фундамента. Им выражается не только соотношение сжимающих (вертикальных) и боковых (горизонтальных) компонентов напряжений, но и главных напряжений, ориентированных как угодно в толще грунта.

Таким образом, ξ , как и ν , характеризует свойства грунтов в процессе их деформации.

На основании опытных данных были получены следующие значения ν и ξ , представленные в табл. 1.1 и 1.2.

Таблица 1.1

**Значения коэффициента Пуассона ν
различных грунтов**

Наименование грунта	ν
Крупнообломочные грунты	0,27
Пески и супеси	0,30
Суглинки	0,35
Глина	0,42

Таблица 1.2

**Значения коэффициента
бокового давления грунтов**

Наименование грунта	ξ
Пески	0,25-0,37
Глинистые грунты	0,11-0,82

1.2. Сущность метода штамповых испытаний грунтов

Испытания грунтов штампом проводят для определения характеристик деформируемости грунта: модуля деформации E для крупнообломочных грунтов, песков, глинистых, органоминеральных и органических грунтов; начального просадочного давления p_{sb} , относительной просадочности ε_{sl} для просадочных глинистых грунтов при испытаниях с замачиванием.

Эти характеристики определяют по результатам нагружения грунта вертикальной нагрузкой в забое горной выработки с помощью штампа.

Полевые испытания грунтов штампами позволяют не только установить более точные характеристики сжимаемости грунтов, но и выделить фазы деформации и определить те граничные значения давления, при которых сохраняется линейная зависимость между осадкой и нагрузкой. В этом и заключается одно из важнейших преимуществ полевого метода испытания грунтов штампами перед лабораторными компрессорными испытаниями, так как при проектировании оснований и фундаментов мало знать модуль деформации грунтов, необходим ещё и интервал давлений, для которого справедливы принятые значения модуля деформации грунтов.

В зависимости от геологического строения, гидрогеологических условий, а также от состава и состояния грунтов штамповые испытания производят в шурфах и скважинах.

Шурфом называется выемка в земле для осмотра испытываемого грунта и взятия его образцов. Шурфы бывают круглого сечения – «дудки», диаметром 65-100 см и прямоугольного сечения, размером не менее 100 - 120 см.

При испытаниях на глубинах до 6 м предпочтение отдаётся шурфам, при проведении исследований на глубине от 6 м до 15 м, а также ниже уровня подземных вод испытания проводятся в скважинах.

Результаты испытаний оформляют в виде графиков зависимости осадки штампа от нагрузки $S = f(p)$.

Штапмовые испытания моделируют работу фундамента под сооружением. Под влиянием нагрузки от штампа (фундамента) в грунтах основания возникают деформации, в результате чего наблюдаются их осадки. Осадки появляются лишь тогда, когда нагрузка от штампа (фундамента) p превышает первоначальное давление на основание $q = \gamma d$ (где γ – удельный вес грунта, d – глубина заложения фундамента или штампа), определяемое весом вышележащего грунта и называемое природным. Поэтому расчет осадки ведут на действие дополнительного давления от штампа сверх природного: $p_0 = p - \gamma d$. Если же окажется, что p равно или меньше q , то возможность появления осадок считается исключенной, так как грунт уже опрессован имеющимся в нем природным давлением.

Осадки на однородных и равномерно уплотненных грунтах при центральной нагрузке на основание протекают равномерно. При

внецентренном нагружении основания они сопровождаются креном штампа (фундамента) в сторону наиболее нагруженного их ребра. Характер течения осадок значительно осложняется при неоднородных грунтах, неравномерном их уплотнении и различном увлажнении.

Изучение деформаций в грунтах показывает, что в основном они складываются из двух частей - упругой (S_y) и остаточной (S_o) (рис. 1.4).

Упругие деформации в грунтах незначительны и подчиняются линейной зависимости от нагрузки. Остаточные деформации, как правило, имеют преобладающее значение, и возрастают они обычно по нелинейным законам в зависимости от нагрузки, придавая тем самым нелинейный характер общей деформации грунта.

График зависимости осадки штампа от передаваемой на него нагрузки представлен тремя участками (рис. 1.4).

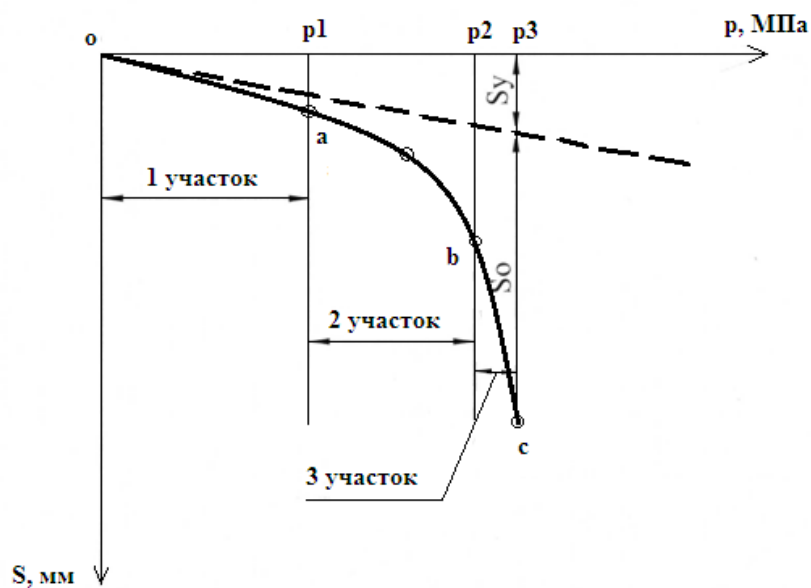


Рис 1.4. Зависимость осадки опытного штампа (фундамента) S от нагрузки p и ее примерное разделение на упругую S_y и остаточную S_o

Участок 1 (oa) - характеризует уплотнение грунта, происходящее в результате более компактного размещения частиц грунта под действием нагрузки, превышающей природное давление, и сопровождающееся уменьшением пористости грунта. На рис. 1.4 этот участок выражен в виде прямой или близкой к ней линии (прямолинейная зависимость осадки от нагрузки).

Участок 2 (ab) характеризует дальнейшее уплотнение грунта, которое сопровождается уменьшением его пористости и началом развития сдвигов в грунте. Участок имеет криволинейное очертание, а его крутизна характеризует более интенсивное приращение деформаций.

Участок 3 (be) характеризует разрушение грунта в основании штампа. Этот процесс сопровождается резким возрастанием деформаций грунта при незначительном росте нагрузок. Он заканчивается выпором грунта из-под

подошвы штампа - фундамента.

Исследование сжимаемости грунта пробной нагрузкой проводят на глубине заложения фундамента сооружения, а также в нижележащих слоях грунта в пределах активной зоны, где происходит его сжатие.

При испытании грунта в шурфе размеры последнего определяют в зависимости от необходимости крепления его стен и глубины проходки шурфа.

Диаметр опытной буровой скважины должен быть ≥ 325 мм. Бурение скважины следует вести с обсадкой трубами до забоя.

При определении сжимаемости лессовых грунтов и их просадочных свойств проводят замачивание последних до коэффициента водонасыщения $S_r > 0,8$ на глубину не менее двух диаметров штампа ниже его подошвы.

Основными характеристиками грунта при расчете вероятной осадки фундаментов и их крена являются модуль деформации E и коэффициент Пуассона ν . Особенно большое значение придается правильному определению модуля деформации E , при котором искомая осадка, устанавливаемая на основе линейной зависимости деформации от нагрузки, ближе отвечает действительной ее величине, получаемой в условиях нелинейного характера этой деформации.

Многочисленные эксперименты, проведенные различными исследователями [14, 16, 18, 21, 22, 23, 28] показывают большое влияние размера штампа на величину его осадки. Результаты этих опытов выявили, что при одинаковых удельных давлениях на грунт осадки тем больше, чем больше площадь штампа.

Из сказанного следует, что наиболее достоверные результаты могут быть получены при испытаниях опытных фундаментов в натуральную величину.

Поэтому ГОСТ 20276-99 [6] стандартизировал штамповые испытания грунта.

В связи с этим считают, что модуль деформации E следует определять при тех давлениях на грунт под подошвой стандартных штампов, которые в действительности будут иметь место в том или ином пласте грунта в результате возведения сооружения.

1.3. Оборудование и приборы для проведения испытаний

В состав установки для испытания грунта штампом входят: штамп; устройство для создания и измерения нагрузки на штамп; анкерное устройство (для установок без грузовой платформы); устройство для измерения осадок штампа; устройство для замачивания и контроля влажности грунта (при испытании просадочных грунтов).

Установки бывают двух типов, их используют при испытании грунтов в котлованах, шурфах, скважинах. Одни - с гидравлическим домкратом,

другие - с нагружаемой платформой и тарированным грузом. На рис. 1.5 показана схема установки для испытания грунтов штампом при помощи гидравлического домкрата.

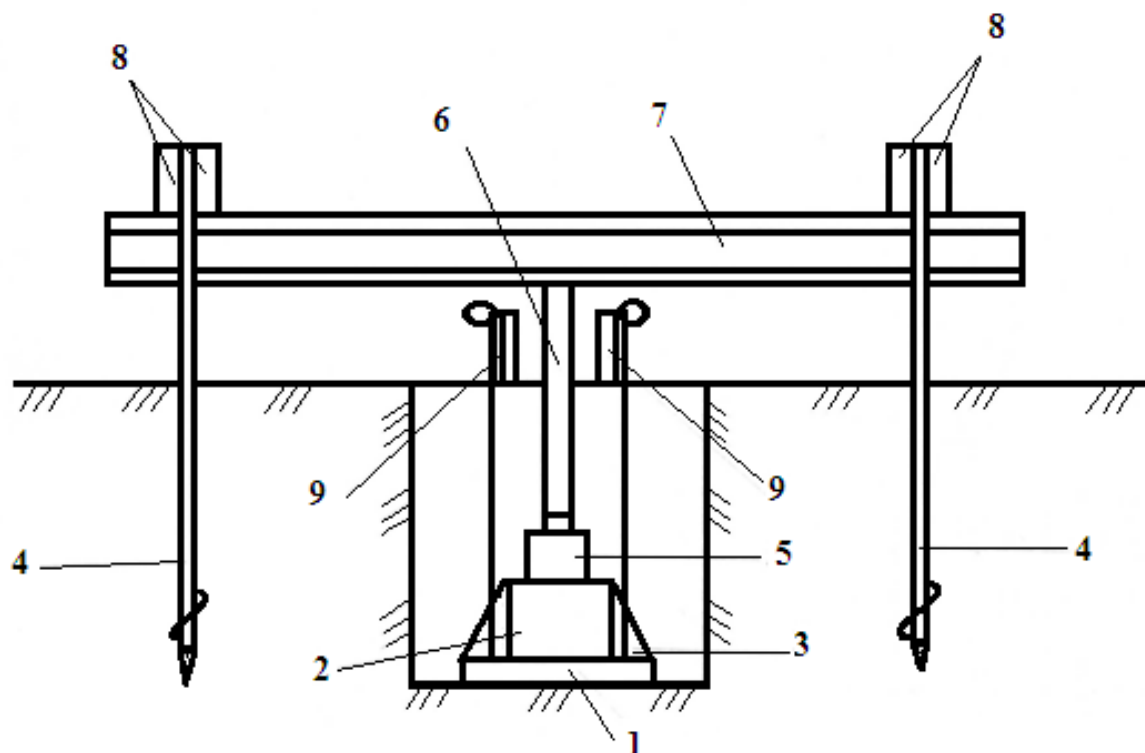


Рис. 1.5. Схема установки для испытания грунта в шурфе, котловане, скважине штампом при помощи гидравлического домкрата. 1 - штамп; 2 – стол для установки домкрата; 3 - ребра жесткости штампа; 4 -анкерные винтовые сваи; 5 - гидравлический домкрат; 6 - труба-стойка; 7 - продольная упорная балка; 8 – поперечные упорные балки; 9 - реперное устройство с прогибомерами

Установка состоит из домкрата 5; трубы стойки 6, которая упирается в продольную упорную балку 7; двух поперечных балок, скрепленных с анкерными сваями 4. Для измерения перемещений штампа имеется неподвижное реперное устройство 9, на котором крепятся прогибомеры, соединенные со штампом при помощи металлических струн. В качестве анкеров используются 4 винтовые сваи.

Размеры продольных и поперечных балок устанавливаются в зависимости от максимальной нагрузки при испытании и длины пролета.

Конструкция установки должна обеспечивать:

- возможность нагружения штампа ступенями давления по 0,01 - 0,1 МПа (0,1 - 1,0 кгс/см²);
- центральную передачу нагрузки на штамп;
- постоянство давления на каждой ступени нагружения.

ГОСТом 20276-99 [6] утверждены для исследований сжимаемости грунта четыре типа круглых металлических штампов (табл. 1.3).

Таблица 1.3

Типы штампов

Тип штампа	Площадь, см ²	Диаметр, см
I с плоской подошвой	2500 и 5000	56,4 и 79,8
II с плоской подошвой	1000 с кольцевой пригрузкой до площади 5000	79,8
III с плоской подошвой	600	27,7
IV с винтовой подошвой	600	27,7

Схема круглого штампа с плоской подошвой показана на рис. 1.6. Схема штампа с винтовой подошвой представлена на рис. 1.7.

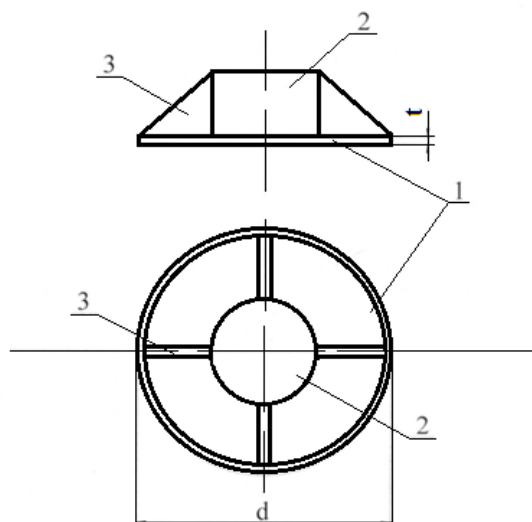


Рис 1.6. Схема круглого металлического штампа I типа.

Площадь штампа $S = 5000$ см, диаметр $d = 79,8$ см, толщина плиты $t = 10$ мм.

1 - плита штампа; 2 - стол для установки домкрата; 3 - ребро жесткости

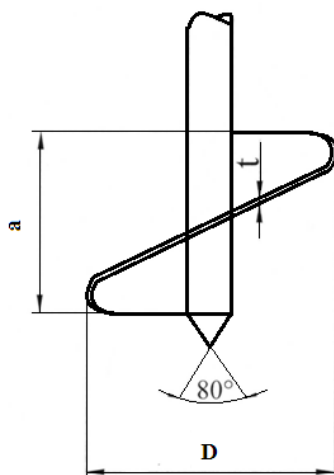


Рис 1.7. Схема конструкции винтового штампа IV типа. Площадь штампа $S = 600$ см; диаметр лопасти $D = 27,7$ см; толщина лопасти $t = 1$ см; шаг лопасти $a = 5$ см

Типы и площадь штампа назначают в зависимости от вида и состава испытываемого грунта (табл. 1.4).

Таблица 1.4

**Тип штампа в зависимости
от инженерно-геологических условий площадки**

Грунты	Положение штампа относительно уровня подземных вод	Глубина испытания, м	Место проведения испытания	Штамп	
				Тип	Площадь
Крупнообломочные пески плотные и средней плотности; глины и суглинки с $J_L \leq 0,25$; супеси с $J_L \leq 0$	На уровне подземных вод и выше	По всей толще	В котловане, шурфе	I I II	5000 2500 1000
Пески рыхлые; глины и суглинки с $J_L > 0,25$; супеси с $J_L > 0$; органоминеральные и органические	На уровне подземных вод и выше	По всей толще	В котловане, шурфе	I II	5000 1000
Просадочные при испытаниях с замачиванием	Выше уровня подземных вод	По всей толще	В котловане, шурфе	I	5000
Крупнообломочные пески плотные; глины и суглинки с $J_L \leq 0,5$; супеси с $J_L \leq 0$	На уровне подземных вод и выше	Ниже 6	В забое скважины	III	600
Пески; глинистые при любых значениях показателя текучести; органоминеральные и органические	На уровне подземных вод	Ниже 6	В забое скважины	IV	600
	Ниже уровня подземных вод	По всей толще	Ниже забоя скважины	IV	600
Глины и суглинки с $J_L > 0,5$; супеси с $J_L > 1$; органоминеральные и органические	Выше и ниже уровня подземных вод	До 10	В массиве без бурения скважины	IV	600

Выбрав тип штампа, подбирают установку для его нагружения. Нагружение штампа осуществляют гидравлическими или механическими домкратами или тарированным грузом. Домкраты должны быть также предварительно протарированы.

Значения ступеней нагрузки рекомендуется принимать в зависимости от зернового состава, степени влажности и плотности сложения песчаных грунтов, показателя текучести и коэффициента пористости глинистых грунтов.

Иногда нагрузку увеличивают до достижения предельного (критического) значения, фиксируемого:

- по появлению валика выпирания или трещин вокруг штампа;
- по деформированию грунта с постоянной скоростью, продолжающейся не менее 1 суток;
- по резкому увеличению осадка при незначительном увеличении нагрузки (в 5 раз и более по сравнению с осадкой предыдущей ступени нагрузки).

Нагрузку измеряют с погрешностью не более 5% ступени давления. Прогибомеры для измерения осадки штампа закрепляют на реперной системе. Штамп соединяют с прогибомерами нитью из стальной проволоки диаметром 0,3 - 0,5 мм. Измерительная система должна обеспечить измерение осадок штампа с погрешностью не более 0,1 мм.

Необходимо учитывать деформации проволоки от температурных воздействий и вводить поправку в показания прогибомеров. Поправку определяют по показаниям контрольного прогибомера. Всего на реперной системе закрепляют четыре прогибомера: три для измерения осадки, а четвертый, контрольный, устанавливается в стене выработки. Длина нити контрольного прогибомера должна равняться длине нити прогибомера, измеряющего осадку штампа. Осадку штампа следует определять как среднеарифметическое значение показаний трех прогибомеров, фиксирующих осадку, расположенных в трех точках под углом 120° от центра штампа (см. рис. 1.5).

Реперная система, на которой крепят прогибомеры, состоит из 4 свай, забиваемых попарно в грунт с противоположных сторон выработки на расстоянии 1,0 - 1,5 м от краев, и прикрепляемых к ним металлических ригелей, на которых устанавливают прогибомеры. Глубина погружения свай в грунт должна обеспечить неподвижность реперной системы в процессе испытания.

1.4. Подготовка и проведение испытаний

Исследование сжимаемости грунтов штампами в общем случае состоит из семи основных операций:

- 1) установки штампа на грунт;

- 2) предварительного уплотнения грунта нагрузкой, равной давлению от собственного веса грунта на отметке подошвы штампа;
- 3) нагружения штампа последовательным рядом ступеней удельных давлений;
- 4) замеров и записей промежуточных и конечных значений осадки на каждой ступени нагрузки;
- 5) разгрузки штампа ступенями, равными по величине ступеням нагрузки;
- 6) записи величины упругой отдачи;
- 7) обработки материалов опыта.

Приведённая схема при необходимости может дополняться отдельными операциями. Так, при испытаниях искусственно замоченных грунтов включаются замачивание основания с замером расхода воды и контролем измерения влажности грунта по глубине.

При испытаниях в котлованах, шурфах и других выработках грунт в месте установки штампа должен быть зачищен до горизонтальной поверхности. После этого штамп с плоской подошвой устанавливают на подготовленное место и тщательно прижимают к грунту. Для достижения плотного контакта подошвы штампа с грунтом необходимо произвести не менее двух поворотов штампа вокруг его вертикальной оси, меняя направление поворота. После установки штампа проверяют горизонтальность его положения.

В глинистых грунтах с $J_L > 0,75$ штамп следует устанавливать в выемку, которую устраивают на дне выработки. Глубина выемки должна быть 40 - 60 см, а ее поперечный размер не должен превышать диаметр штампа более чем на 10 см. Стенки выемки при необходимости закрепляют.

При затруднении в планировке площадки под штамп под его подошвой устраивают подушку из маловлажного песка мелкого или средней крупности толщиной 1 - 2 см для глинистых и не более 5 см - для крупнообломочных грунтов.

При испытании просадочных грунтов с замачиванием штампом площадью 5000 см (см. рис. 1.6) толщина подушки должна составлять 2-3 см для обеспечения дренирования воды в грунт. Подушку следует устраивать под штампом и вокруг него на расстоянии не менее 10 см.

При испытаниях сжимаемости грунтов в скважинах штампом III типа площадью 600 см его установку производят после зачистки забоя скважины в несколько приемов специальным буровым наконечником с извлечением грунта на поверхность после каждой зачистки.

Штамп прикрепляют к колонне труб диаметром 219 мм, опускают в скважину с обсадными трубами и добиваются плотного контакта штампа с грунтом. Штамп должен быть установлен ниже обсадной трубы на глубину 2-3 см.

Если применяют винтовой штамп (см. рис. 1.7), то его завинчивают (вручную или механически) в массив грунта, подлежащий испытанию без бурения скважины.

При испытаниях в скважинах его погружают завинчиванием в исследуемый слой грунта ниже забоя скважины на 50 см для глинистых грунтов текучепластичной и текучей консистенций и насыщенных водой песков и на 30 см - для остальных грунтов.

В процессе завинчивания винтового штампа должен проводиться контроль за его погружением. Отношение глубины погружения штампа за один оборот Δh к шагу винтовой лопасти $a = 5$ см должно находиться в пределах $0,7 < \frac{\Delta h}{a} < 1,0$.

После погружения штампа в скважину монтируют установку для его нагружения и измерительную систему и записывают начальные показания приборов. Основным документом при производстве испытания является журнал, в который помимо записей о времени, давлениях (степеньях нагрузки) и осадках, ведущихся круглосуточно в течение всего времени испытания, заносятся данные о местоположении испытания, площади штампа, типе установки, виде испытываемого грунта и отобранных из него образцах, а также сведения о всех особенностях и неполадках, отмеченных в процессе испытаний. В табл. 1.5 приводится журнал испытания грунта штампом [6].

Записав показания приборов в журнал испытаний, приступают к штамповым испытаниям грунта. Нагрузку на штамп прикладывают степенями. Степень нагрузки будет определяться видом грунта и его физическими свойствами, указанными в табл. 1.6, 1.7, 1.8.

Общее число ступеней давления после достижения давления, соответствующего вертикальному нормальному напряжению от собственного веса грунта σ_{zg0} , должно быть не менее четырех.

В первую ступень давления следует включить вес деталей установки, влияющих на нагрузку штампа.

Величину удельного давления штампа на грунт устанавливают по формуле

$$p = \frac{P_m A_n}{A_m}, \quad (1.5)$$

где p - удельное давление штампа на грунт;

P_m - показания манометра;

A_n - площадь поршня домкрата;

A_m -площадь штампа.

Перед началом испытания определяют и записывают, каким показаниям манометра соответствует давление штампа на грунт в МПа при нагрузке каждой i -й ступени.

Таблица 1.5

Журнал испытаний грунта штампом в скважине

	Отметка ичпытания на глубине, м			
	Дата			
	Время, ч			
	Интервал времени Δt , ч			
	Показания манометров, МПа			
	Нагрузка на штамп, кН (суммарная)			
	Заглубление штампа, м (пригрузка вокруг штампа, МПа)			
	Давление p по подошве штампа, МПа			
	Показания прогибомеров, мм			
	Контрольный S			
	Поправка к показаниям прогибомеров, мм			
	Исправленные показания прогибомеров, мм			
	$(S_1 + S_2 + S_3)/3$			
	Осадка штампа, мм			
	Время выдержки $\Sigma \Delta t$, ч			
	Сведения о замачивании грунта (для просадочных грунтов)			
	Примечание			

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

Таблица 1.6

**Ступени давления на штамп и время стабилизации деформаций
для крупнообломочных и песчаных грунтов**

Грунты	Коэффициент водонасыщения S_r	Ступени давления Δp , МПа, при плотности сложения грунта			Время условной стабилизации деформаций t , ч
		плотные	средней плотности	рыхлые	
Крупнообломочные	$S_r < 1,0$	0,1	0,1	0,1	0,5
Пески крупные	$S_r < 1,0$	0,1	0,05	0,025	0,5
Пески средней крупности	$S_r < 0,5$	0,1	0,05	0,025	0,5
	$0,5 < S_r < 1,0$	од	0,05	0,025	1,0
Пески мелкие и пылеватые	$S_r < 0,5$	0,05	0,025	0,01	1,0
	$0,5 < S_r < 1,0$	0,05	0,025	0,01	2,0

Таблица 1.7

**Ступени давления на штамп и время стабилизации деформаций
для глинистых грунтов**

Грунты	Ступени давления Δp при коэффициенте пористости				Время условной стабилизации деформаций t , ч
	$e \leq 0,5$	$0,5 < e \leq 0,8$	$0,8 < e \leq 1,1$	$e > 1,1^*$	
Глинистые, с показателем текучести $J_L < 0,25$	0,1	0,1	0,05	0,05	1
$0,25 < J_L < 0,75$	0,1	0,05	0,05	0,025	2
$0,75 < J_L < 1$	0,05	0,025	0,025	0,01	2
$J_L > 1$	0,05	0,025	0,01	0,01	3

* При коэффициенте пористости $e > 1,1$ время условной стабилизации увеличивается на 1 ч.

**Ступени давления и время условной стабилизации деформаций
для просадочных и органоминеральных грунтов**

Грунты	Ступени давления Δp , МПа	Время условной стабилизации деформаций t , ч
Просадочные природной влажности	0,05	1
Просадочные после замачивания	0,025	2
Органоминеральные и органические	0,005	4

Каждую ступень давления выдерживают до условной стабилизации деформации грунта (осадки штампа). За критерий условной стабилизации деформации принимают скорость осадки штампа, не превышающую 0,1 мм за время t , указанное в табл. 1.6, 1.7, 1.8.

Отчеты по прогибомерам на каждой ступени нагружения производят:

- при испытании крупнообломочных грунтов и песков через каждые 10 минут в течение первого получаса, 15 минут в течение второго получаса и далее через 30 минут до условной стабилизации деформации грунта;
- при испытании глинистых грунтов - через каждые 15 минут в течение первого часа, 30 минут в течение второго часа, далее через 1 ч до условной стабилизации деформации грунта.

Испытания при необходимости могут выполняться до так называемого предельного давления, за которое принимают такое давление, при котором наблюдается значительное увеличение осадки (см. рис. 1.4, участок bc). На этом участке наблюдается незатухающая длительное время осадка штампа при небольшом увеличении нагрузки.

Снятие нагрузки (разгрузку) ведут теми же ступенями, что и при загрузке. Причем после снятия каждой ступени нагрузки в течение 1 часа производится наблюдение за разуплотнением грунта.

По начальному участку графика $S = f(p)$ определяют модуль деформации грунта E .

Испытания просадочных грунтов, которые боятся воды, проводят с замачиванием по схеме «одной кривой» или «двух кривых». Выбор схемы испытаний должен быть произведен в зависимости от комплекса характеристик (E , p_{sl} , ε_{sl}), необходимых для проектирования. Испытания по схеме «двух кривых» следует выполнять при необходимости определения полного комплекса характеристик (E , p_{sl} , ε_{np}), по схеме «одной кривой» - в случаях, когда достаточно определить модуль деформации грунта E

природной влажности и относительную просадочность ε_{sl} при одном заданном давлении.

При испытаниях по схеме «одной кривой» нагрузку на штамп увеличивают ступенями до заданного давления p_z принимаемого в интервале 0,2-0,4 МПа. Давление должно быть установлено с учетом предполагаемого фактического давления на грунт в основании фундамента, равного сумме давлений от нагрузки фундамента и собственного веса грунта в насыщенном водой состоянии на отметке испытания. После достижения условной стабилизации осадки на последней ступени, соответствующей давлению p_z (заданное давление), грунт в основании штампа следует замочить и продолжать замачивание с измерениями просадки грунта до ее условной стабилизации при расходе воды не менее расчетного.

Расчетный расход воды Q для замачивания просадочных грунтов определяется по формуле

$$Q = \frac{p_d}{p_w}(W_{sat}-W) V, \quad (1.6)$$

где p_d - плотность грунта в сухом состоянии, т/м³;

p_w - плотность воды, принимаемая равной 1 т/м³;

W_{sat} - влажность грунта в насыщенном водой состоянии ($S_r > 0,8$), доли единицы;

W - природная влажность грунта, доли единицы;

V - объем замачивания грунта, равный произведению площади шурфа (или замачиваемого участка котлована) на глубину замачивания и на коэффициент 1,2, учитывающий растекание воды, м³.

За критерий условной стабилизации просадки грунта следует принимать скорость осадки штампа, не превышающую 0,1 мм за два часа.

Испытания по схеме «двух кривых» следует проводить на одной глубине в двух шурфах, расположенных на расстоянии 5 - 6 м один от другого. В одном шурфе испытания проводят по методике «одной кривой», изложенной выше, в другом - по схеме «двух кривых». В этом шурфе следует установить штамп, смонтировать установку, замочить грунт расчетным количеством воды, определенным по формуле (1.6), после чего, продолжая замачивание, нагружать штамп ступенями до заданного давления p_z .

Отчеты по прогибомерам после замачивания грунта следует производить через 15 минут в течение первого часа, 30 минут в течение второго часа и далее через 1 час до условной стабилизации деформаций грунта.

Замачивание грунта в основании штампа проводят рассредоточенной струей, осторожно, во избежание размыва грунта, поддерживая уровень воды на 5 -10 см выше поверхности песчаной подушки и измеряя расход воды.

Необходимо помнить, что грунт в основании штампа должен быть однородным на глубину не менее двух диаметров штампа. Это требование должно строго соблюдаться и быть зафиксировано в журнале испытаний. По окончании испытаний строят график зависимости осадки штампа от давления $S = f(p)$ (рис. 1.8).

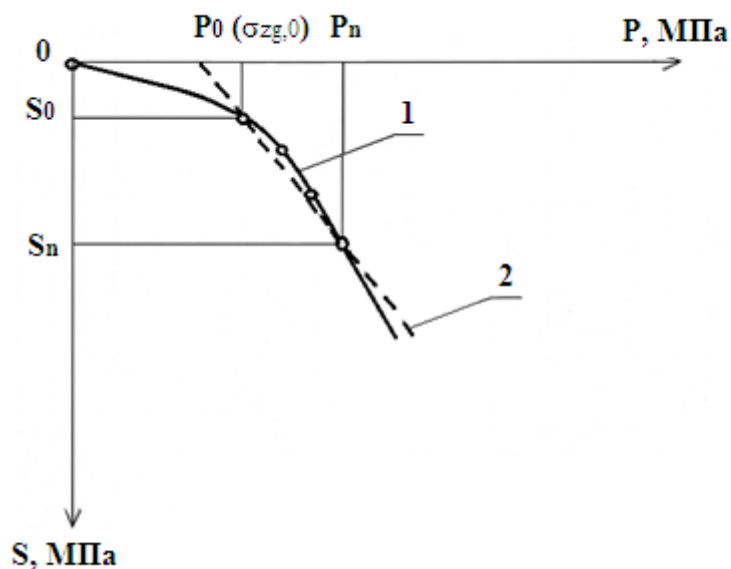


Рис 1.8. График зависимости осадки от давления:
1 – линейный участок графика; 2 – осредняющая прямая

1.5. Обработка результатов испытаний

Результаты испытаний грунта штампом в виде графика осадки штампа S в мм от давления на грунт под подошвой штампа p в МПа представлены на рис. 1.8.

На графике проводится осредняющая прямая 2 методом наименьших квадратов или графическим методом.

За начальные значения p_0 и S_0 (первая точка, включаемая в осреднение) принимают давление, равное напряжению σ_{zg0} - природному давлению на уровне подошвы штампа и соответствующую осадку; за конечные значения p_n и S_n - значения p_i и S_i , соответствующие четвертой точке графика на прямолинейном участке (на пределе пропорциональности).

Если при давлении p_i приращение осадки будет вдвое больше, чем для предыдущей ступени давления p_{i-1} , а при последующей ступени давления p_{i+1} приращение осадки будет равно или больше приращения осадки при p_i , то за конечные значения p_n и S_n следует принимать p_{i-1} и S_{i-1} . При этом количество включаемых в осреднение точек должно быть не менее трех. В противном случае при испытании грунта необходимо применять меньшие ступени давления.

Если испытания сжимаемости грунта проводятся винтовым штампом (с сохранением природного напряженного состояния грунта), за начальные значения p_0 и S_0 принимаются значения p_i и S_i , соответствующие первой ступени нагрузки на графике $S = f(p)$ (рис. 1.8).

Модуль деформации грунта E , МПа, вычисляют для линейного участка графика по формуле

$$E = (1 - \nu^2) K_p w d \frac{\Delta p}{\Delta S}, \quad (1.7)$$

где ν - коэффициент Пуассона, принимаемый равным 0,27 для крупнообломочных грунтов; 0,30 - для песков и супесей; 0,35 - для суглинков; 0,42 - для глин;

K_p - коэффициент, принимаемый в зависимости от заглубления штампа $\frac{h}{d}$ (h - глубина расположения штампа относительно поверхности грунта, см; d - диаметр штампа, см);

w - безразмерный коэффициент, принимаемый равным 0,79 для жесткого круглого штампа;

Δp - приращение давления на штамп, МПа, в интервале между σ_{zg0} и давлением на пределе пропорциональности;

ΔS - приращение осадки штампа, соответствующее Δp , см, определяемое по осредняющей прямой ($\Delta S = S_n - S_0$).

Коэффициент K_p принимают равным 1 при испытаниях грунтов штампом в котлованах и шурфах.

При испытаниях грунтов винтовым штампом в буровых скважинах ниже забоя и в массиве без бурения коэффициент K_p принимают в зависимости от отношения $\frac{h}{d}$ по табл. 1.9, где h - глубина расположения штампа относительно поверхности грунта, см.

Таблица 1.9

Значения коэффициента K_p в зависимости от отношения $\frac{h}{d}$

h/d	0	1	2	3	4	> 5
K_p	1	0,9	0,82	0,77	0,73	0,70

При испытании грунта штампом типа III в забое буровой скважины допускается принимать K_p равным 1 независимо от отношения $\frac{h}{d}$.

Испытание просадочных грунтов, как указывалось выше, проводится по двум схемам, в зависимости от цели и задач испытаний.

По схеме «одной кривой» (рис. 1.9) определяют модуль деформации грунта E природной влажности (на первом участке графика) и относительная просадочность ε_{sl} при заданном давлении p_3 (на втором участке графика

после замачивания грунта при заданном давлении p_3).

По схеме «двух кривых» определяются модуль деформации грунта природной влажности E и в водонасыщенном состоянии E_{sat} (после замачивания), начальное просадочное давление p_{sl} и относительная просадочность ε_{sl} при различных давлениях (рис. 1.10).

Модуль деформации просадочных грунтов вычисляют по формуле (1.7).

При испытаниях по схеме «двух кривых» модуль деформации грунта в насыщенном водой состоянии (после замачивания) определяют отдельно для двух участков графика: в интервале измерений давлений от p_0 до начального просадочного давления p_{sl} и от p_{sl} до заданного давления p_3 (рис. 1.10).

Для вычисления модуля деформации просадочных грунтов, испытываемых в насыщенном водой состоянии (после замачивания), за начальное значение p_0 и S_0 принимают давление и осадку, соответствующие первой ступени давления.

Начальное просадочное давление p_{sl} необходимо определять по результатам испытаний грунтов по схеме «двух кривых».

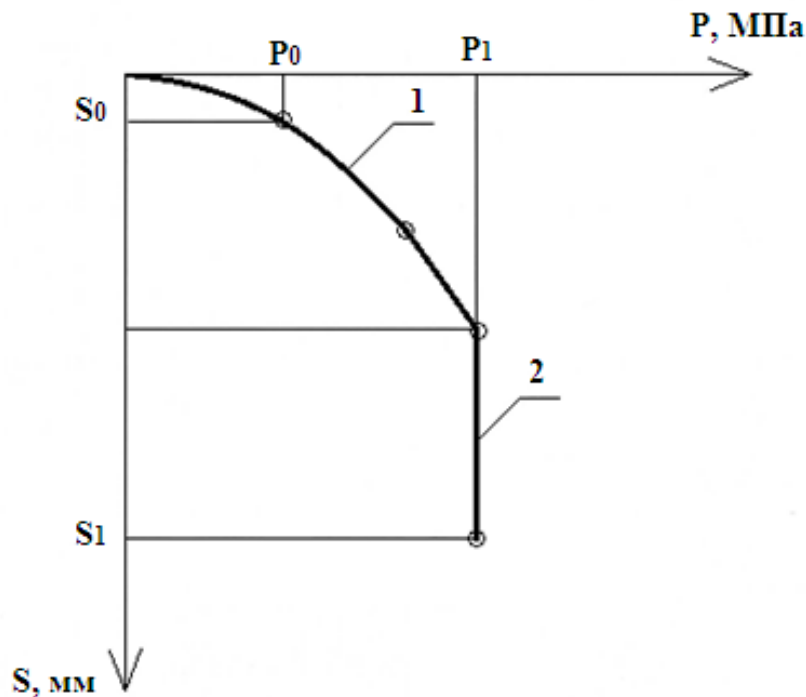


Рис 1.9. График испытаний просадочного грунта штампом с замачиванием по схеме «одной кривой»:

- 1 - сжатие грунта при естественной влажности;
- 2 - сжатие грунта при полном водонасыщении

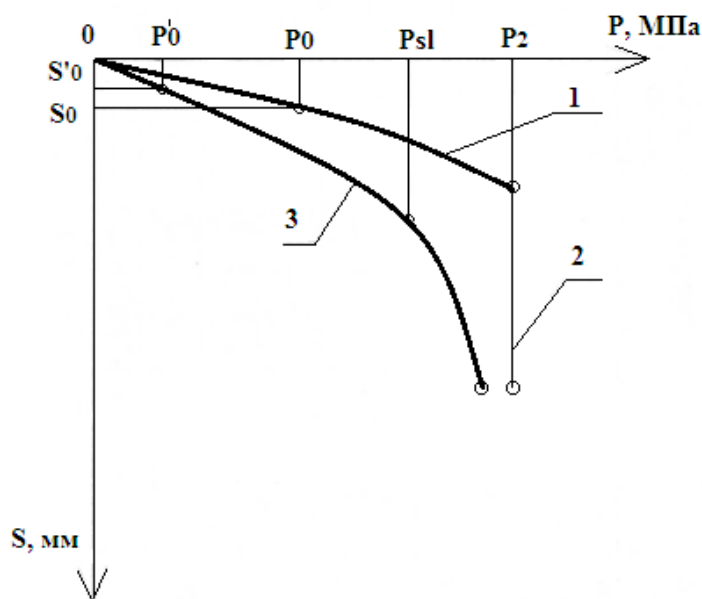


Рис 1.10. График испытаний просадочного грунта штампом по схеме «двух кривых»:

- 1 - осадка грунта при естественной влажности грунта;
 2 – просадка грунта при заданном давлении в случае полного водонасыщения;
 3 - осадка штампа после замачивания грунта

За p_{sl} принимают давление, соответствующее точке перегиба графика $S = f(p)$ для грунта, испытываемого в насыщенном водой состоянии (рис. 1.10). При нечётко выраженном перегибе графика за p_{sl} принимают давление, при котором просадка грунта в основании штампа составляет

$$S_{sl} = 0,005h_{sl}, \quad (1.8)$$

где h_{sl} - деформируемая зона грунта по вертикали, которую принимают равной 0,4; 0,7; 1,2; 1,7 и 2,0 диаметра штампа соответственно при давлениях p , равных 0,05; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4 МПа.

Относительную просадочность грунта вычисляют по формуле

$$\epsilon_{sl} = \frac{S_{sl}}{h_{sl}}. \quad (1.9)$$

Просадку грунта в основании штампа S_{sl} для вычислений ϵ_{sl} при испытаниях по схеме «одной кривой» необходимо определять как приращение осадки штампа в результате замачивания грунта при заданном давлении p_z , а при испытаниях по схеме «двух кривых» - как разность осадок штампа на грунте в насыщенном водой состоянии и грунте природной влажности на каждой ступени давления.

Значения относительной просадочности необходимо считать соответствующими средним давлениям в деформируемой зоне,

определяемым по формуле

$$p_{cp} = \frac{p + p_{sl}}{2} \text{ при } p > p_{sl}, \quad (1.10)$$

где p - давление по подошве штампа, МПа.

Как для просадочных, так и непросадочных грунтов суммарная осадка, зафиксированная на графике штамповых испытаний $S = f(p)$ за все ступени нагрузки, называется полной осадкой.

Полная осадка, или деформация, если штамп разгрузить, будет состоять из остаточной и упругой деформаций. Эти деформации служат только для качественной характеристики грунта

Удельное давление под штампом, соответствующее на графике $S = f(p)$ точке, характеризующей начало криволинейного участка, называют пределом пропорциональной зависимости p_{np} . Эта характеристика может приниматься в качестве нормального давления на грунт.

При решении плоской и пространственной задач бывает удобно любую деформацию грунта представить в виде суммы объемных деформаций и деформаций сдвига. При этом используются следующие деформационные характеристики грунта: модуль сдвига G и модуль объемной деформации K .

Модуль сдвига грунта G определяется по формуле

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}. \quad (1.11)$$

Модуль объемной деформации K находят из выражения

$$K = \frac{E}{1-2\nu}. \quad (1.12)$$

2. Испытания грунтов методом прессиометра

2.1. Общие положения

Испытание грунта радиальным прессиометром проводят для определения модуля деформации E песков, глинистых, органоминеральных и органических грунтов. Модуль деформации определяют по результатам нагружения грунта горизонтальной нагрузкой в стенках скважины с помощью радиального прессиометра [6].

Сущность прессиометрического метода заключается в обжатии грунта в скважине равномерным давлением и в измерении соответствующих этим давлениям деформаций. Принцип работы прессиометра основан на радиальном расширении резинового зонда, помещенного в скважину и оказывающего давление на её стенки с помощью жидкости или газа, подаваемых из компрессора.

Зонд (прессиометр) состоит из трех камер. Верхняя и нижняя являются вспомогательными, средняя – рабочей. Длина каждой камеры зонда должна быть не менее четырех ее внешних диаметров.

Крайние камеры предназначены для обеспечения в горизонтальном сечении рабочей камеры условия осесимметричной плоской деформации.

Испытания проводят в скважинах, глубиной до 25- 30 м. Важно иметь в виду, что модуль деформации, получаемый этим методом, характеризует сжимаемость грунта в горизонтальном направлении, поэтому метод справедлив только для изотропных грунтов.

Результаты испытания оформляют в виде графика зависимости горизонтальных перемещений грунта от горизонтального давления. Диаметр скважин указывается в технических данных прессиометров и принимается на 10-20 мм больше внешнего диаметра прессиометра. Бурение скважины должно производиться с минимальным нарушением природного сложения и влажности грунта, для чего рекомендуется применять вращательное бурение, при этом частота вращения не должна превышать 60 об/мин, а осевая нагрузка на буровой наконечник - не более 0,5 кН. В глинистых водонасыщенных грунтах и песках проходка скважин должна проводиться с обсадкой трубами внутренним диаметром, на 5-10 мм большим диаметра прессиометра. Для проведения испытания в скважину, обсаженную трубами, опускается прессиометр, а обсадные трубы поднимаются на высоту, равную длине зонда прессиометра.

Следует помнить, что бурение частично изменяет напряженное состояние грунта вокруг скважины, что создает погрешности при определении модуля деформации.

Данные прессиометрических испытаний должны корректироваться путем сопоставления их с результатами параллельно проводимых испытаний того же грунта штампом. Параллельные испытания обязательны при использовании метода прессиометрии для зданий и сооружений I уровня ответственности. Для сооружений II и III уровней ответственности допускается корректировать данные прессиометрии с помощью расчетной формулы или поправочных коэффициентов.

2.2. Оборудование и приборы

В состав прессиометрической установки входят: зонд 1; устройство для создания и измерения давления в камерах зонда 4; устройство для измерения перемещений зонда 5 (рис. 2.1).

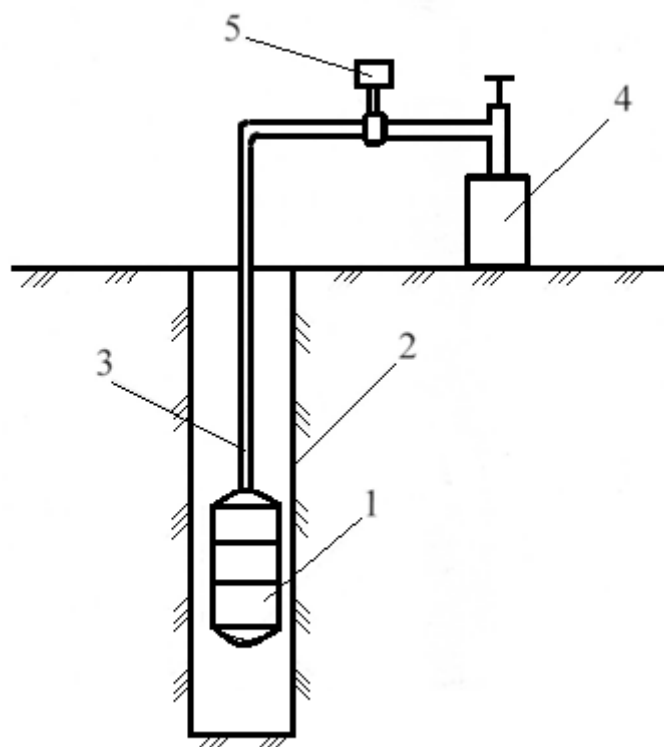


Рис. 2.1. Схема испытания грунта прессиометром. 1 - резиновая камера-зонд;
2 - буровая скважина; 3 - резиновый шланг; 4 - баллон сжатого воздуха;
5 - измерительное устройство

Конструкция установки должна обеспечивать:

- возможность создания давления на грунт ступенями по 0,01 - 0,1 МПа;
- постоянство давления на каждой ступени нагружения;
- возможность тарировки зонда/

Устройство для измерения давления в камере зонда допускает погрешность не более 5% ступени давления.

Устройство для измерения перемещений оболочки зонда обеспечивает измерение радиальных деформаций стенок скважин при применении прессиометров с внешним диаметром камеры зонда от 76 до 127 мм с погрешностью не более 0,1 мм в пределах изменения начального диаметра камеры в 1,5 раза. Измерение перемещений оболочки зонда осуществляется путем измерения объема жидкости, расходуемой на расширение камеры зонда, или путем непосредственного определения радиуса камеры зонда в отдельных точках дистанционными датчиками.

2.3. Подготовка и проведение испытаний

В скважину устанавливают зонд таким образом, чтобы середина рабочей камеры была расположена на отметке испытания.

При проходке скважины с применением подвижной колонны труб в грунт предварительно внедряется тонкостенный рабочий стакан, прикрепленный к колонне труб, из которого удаляют грунт. Затем на отметку испытания опускают зонд прессиометра, оболочка которого смазана солидолом или глинистой суспензией бентонитовой глины.

В зонде создают давление, равное природному напряжению σ_{zg0} на отметке испытания, после чего обсадную трубу приподнимают на высоту зонда. После установки зонда монтируют устройства для создания и измерения давления в камере зонда и измерения радиального перемещения оболочки зонда.

В камере зонда создают давление ступенями по 0,025 МПа до момента соприкосновения оболочки зонда со стенками скважины и далее ступенями в зависимости от испытываемых грунтов, указанных в табл. 1.6-1.8.

Каждую ступень давления выдерживают до условной стабилизации деформации грунта при соответствующем режиме испытания, за критерий которой принимают скорость увеличения радиуса скважины, не превышающую 0,1 мм за время, указанное в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Время условной стабилизации деформации грунта

Грунты	Режим испытания	Время t, мин
Пески со степенью влажности: $S_r < 0,8$ $S_r > 0,8$	медленный	15 30
Глинистые с показателем текучести: $J_L \leq 0,25$ $J_L > 0,25$	медленный	30 60
Органоминеральные и органические	медленный	90
Пески	быстрый	3
Глинистые		6
Органоминеральные и органические		10

1. При испытаниях искусственно уплотненных насыпных и намывных грунтов время условной стабилизации деформации назначается так же, как для соответствующих типов песчаных и глинистых грунтов в зависимости от степени влажности и показателя текучести.

2. При применении прессиометров с погрешностью измерения перемещений меньше 0,1 мм время условной стабилизации деформаций уменьшается пропорционально увеличению точности измерения перемещений стенки скважины.

Для зданий и сооружений I уровня ответственности испытания грунтов радиальным прессиометром необходимо проводить в медленном режиме. Для зданий и сооружений II и III уровней ответственности испытания проводятся в быстром режиме.

В процессе испытаний грунтов прессиометрами отсчеты по приборам для измерения деформаций на каждой ступени давления в зависимости от грунтов и режима испытаний производят согласно табл. 2.2.

Таблица 2.2

Время отсчетов по приборам для измерения деформаций грунта на каждой ступени

Грунты	Режим испытания	
	медленный	быстрый
Пески	Через 5 минут в течение первых 15 минут, далее – через 15 минут	Через 1 минуту в течение первых 3 минут, далее - через 3 минуты
Глинистые	Через 10 минут в течение первых 30 минут, далее через 30 минут	Через 2 минуты в течение первых 6 минут, далее - через 6 минут
Органоминеральные и органические	Через 15 минут в течение первых 60 минут, далее - через 30 минут	Через 2 минуты в течение первых 10 минут, далее – через 10 минут

В процессе испытаний ведется журнал, форма которого приведена в табл. 2.3

Таблица 2.3

Журнал испытания грунта радиальным прессиометром

Номер испытания

Отметка испытания на глубине, м	Дата	Время t, ч	Интервал времени Δt , ч	Столб воды в магистрали прессиометра, м	Показания манометров, МПа	Поправка на растяжение оболочки, МПа	Давление грунта, МПа	Показания приборов для измерения радиального перемещения, мм							Исправленные показания приборов, мм	Приращение радиуса скважины, мм		Время выдержки $\Sigma \Delta t$, ч	Примечание
								n_1	n_2	n_3	n_4	n_5	n_6	Среднее перемещение	Поправка на деформацию оболочки	Δr	$\Sigma \Delta r$		

2.4. Обработка результатов испытаний

По данным испытаний строят график зависимости перемещения стенки скважины от давления резинового зонда $\Delta r = f(p)$ (рис.2.2).

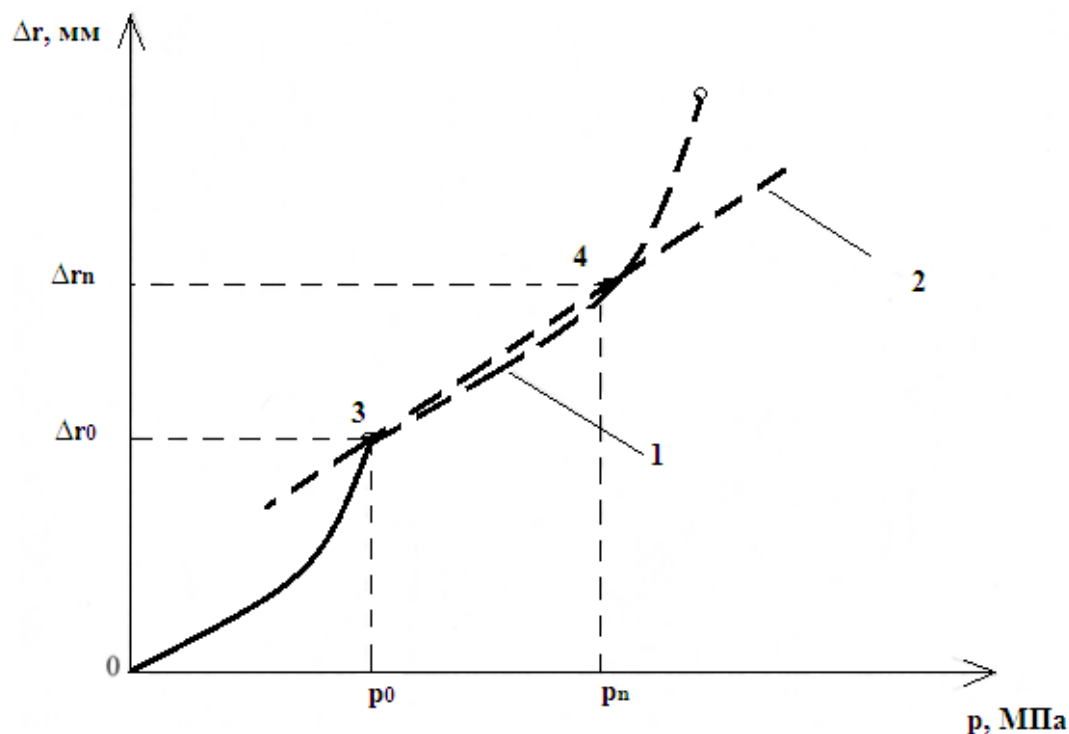


Рис 2.2. График испытания грунта радиальным прессиометром
1 - линейная часть графика; 2 - осредняющая часть графика

На графике между точками 3 и 4 проводят осредняющую прямую методом наименьших квадратов или графическим методом. За начальные значения p и Δr_0 (см. график на рис 2.2, точка 3) принимают значения p и Δr_0 , соответствующие моменту полного обжатия неровностей стенок скважины - началу линейного участка графика.

За конечные значения p_n и Δr_n (предел пропорциональности) принимают значения p и Δr , соответствующие точке, ограничивающей линейный участок графика.

Модуль деформации грунта E , МПа, вычисляют для линейного участка графика $\Delta r = f(p)$ по формуле

$$E = K_r r_0 \frac{\Delta p}{\Delta r}, \quad (2.1)$$

где K_r — корректирующий коэффициент;

r_0 - начальный радиус скважины, равный $r_{pr} + \Delta r_0$; r_{pr} - радиус прессиометра, см;

Δr_0 - приращение радиуса прессиометра, соответствующее p_0 , см;

Δp - приращение давления на стенку скважины между двумя точками 3 и 4, взятыми на осредняющей прямой (рис. 2.2), МПа;

Δr - приращение перемещения стенки скважины (радиуса), соответствующее Δp , см.

При вычислении модуля деформации грунта необходимо учитывать систематические погрешности измерений Δp и Δr , вызванные собственными деформациями гидросистемы и эластичных оболочек камеры зонда, определяемые по результатам тарировочных испытаний.

Корректирующий коэффициент K определяют для сооружений всех уровней ответственности экспериментально по результатам сопоставительных испытаний грунта штампом площадью 5000 см^2 и радиальным прессиометром, выполняемых не менее чем с двукратной повторяемостью для данной разновидности грунта в районе проведения испытаний.

Для проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений II и III уровней ответственности коэффициент K_r принимается при медленном режиме испытаний равным:

- для песков и супесей - 1,3;
- для суглинков - 1,35;
- для глин - 1,42.

При проведении испытаний в быстром режиме с сохранением ненарушенного сложения грунта коэффициент K_r принимается по табл. 2.4.

Таблица 2.4

Значения коэффициента K_r в зависимости от вида грунта и глубины испытаний

Наименование грунтов	Глубина испытаний	K_r
Пески с коэффициентом пористости: $e < 0,5$	До 10 м	2,5
$0,5 < e \leq 0,8$		2,25
$e > 0,8$		2,0
Глинистые грунты с показателем текучести: $J_L < 0,5$	До 10 м	2,0
$0,25 < J_L \leq 0,5$		3,0
$J_L > 0,5$		4,0
Глинистые грунты с показателем текучести: $J_L \leq 0,25$	От 10 до 20 м	1,75
$0,25 < J_L \leq 0,5$		2,5
$J_L > 0,5$		3,5

Примечание: для глинистых элювиальных грунтов коэффициент K_r уменьшается на 20%.

2.5. Определение модуля деформации грунта лопастным прессиометром

Этим методом определяют модуль деформации E песков, глинистых, органоминеральных и органических грунтов, по результатам нагружения грунта горизонтальной нагрузкой в скважине, ниже ее забоя или в массиве (см. рис 1.1). Результаты испытаний оформляют в виде графика зависимости перемещения лопастей-штампов от нагрузки $U = f(p)$.

В состав установки для испытания грунта лопастным прессиометром входят:

- наконечник со штампами-лопастями;
- устройство для создания и измерения давления на штампы-лопасти наконечника;
- устройство для измерения перемещения штампов-лопастей наконечника.

Конструкция установки должна обеспечивать:

- возможность создания давления на грунт ступенями по 0,01- 0,1 МПа;
- постоянство давления на каждой ступени нагружения;
- возможность тарирования наконечника со штампами-лопастями.

Наконечник прессиометра состоит из двух жестких штампов-лопастей прямоугольной формы, расположенных симметрично относительно оси наконечника. Площадь штампов-лопастей должна соответствовать требованиям табл. 2.5.

Прессиометр опускают в скважину или в массив грунта методом вдавливания так, чтобы середина его наконечника с лопастями была расположена на отметке испытания. Установив наконечник прессиометра на нужной отметке, приступают к монтажу устройства для создания и измерения давления на штампы - лопасти.

Передачу давления на штампы наконечника или лопасти производят ступенями, указанными в табл. 1.6; 1.7; 1.8, так же, как при испытании грунта штампом. Каждую ступень давления выдерживают до условной стабилизации деформации грунта. За критерий условной стабилизации деформации принимают скорость перемещения штампа-лопасти, не превышающую 0,1 мм за время, указанное для медленного режима испытания в табл. 1.6, 1.7, 1.8.

Если испытания грунта проводятся в быстром режиме, используют для этих целей табл. 2.1.

Режим испытания назначают в зависимости от уровня ответственности сооружения, для которого проводят испытания грунта.

Для зданий и сооружений I уровня ответственности испытания грунтов проводят в медленном режиме. Для сооружений II и III уровня ответственности испытания грунта лопастным прессиометром проводят в быстром режиме. При проведении испытаний грунта лопастным прессиометром отсчеты по приборам для измерения перемещений штампов-лопастей на каждой ступени давления производят в зависимости от режима испытаний. При медленном режиме их производят:

- в случае испытания крупнообломочных грунтов и песков - через каждые 10 минут в течение первого получаса, 15 минут в течение второго получаса и далее через 30 минут до условной стабилизации деформаций грунта;
 - при испытании глинистых грунтов - через каждые 15 минут в течение первого часа, 30 минут в течение второго часа, далее через 1 час до условной стабилизации деформации грунта.

При быстром режиме испытаний грунта отчеты по приборам для измерения деформаций на каждой ступени давления производят согласно табл. 2.2.

Все показания приборов записывают в журнал, форма которого приведена в табл. 2.6.

Таблица 2.5

Минимальная площадь штампа – лопасти прессиометра в зависимости от вида грунта и места проведения испытания

Грунты	Положение прессиометра относительно уровня подземных вод	Глубина испытания, м	Место проведения испытаний	Минимальная площадь штампа – лопасти, см ² *
Глины и суглинки с $J_L \leq 0,25$; супеси с $J_L < 0$	Выше уровня подземных вод	До 10	В стенках скважины	300
Пески (устойчивые в стенках скважины)	Выше уровня подземных вод	До 10	В стенках скважины	600
Глины и суглинки с $0,25 \leq J_L \leq 0,75$; супеси с $0 < J_L < 1$	Выше уровня подземных вод	Ниже 10	В стенках скважины	150
Пески (неустойчивые в стенках скважины)	Выше и ниже уровня подземных вод	До 10	Ниже забоя скважины	300
Глины и суглинки с $J_L > 0,25$; супеси с $J_L > 0$	Выше и ниже уровня подземных вод	Ниже 10	Ниже забоя скважины	150
Глинистые и органоминеральные	Выше и ниже уровня подземных вод	По всей толще	В массиве без бурения скважины	600
Органические	Выше уровня подземных вод	До 10	В стенках скважины	600
	Выше и ниже уровня подземных вод	По всей толще	Ниже забоя скважины	600

* Соотношение сторон штампа-лопасти должно быть не более 3:1; расстояние между штампами-лопастями должно быть не менее 1,5 их ширины.

Таблица 2.6

Журнал испытания грунта лопастным прессиометром

Отметка испытания на глубине, м	Дата	Время t	Интервал времени Δt , ч	Показания приборов для измерения давления, МПа	Тарировочная поправка, МПа	Давление на грунт, МПа	Показания приборов для измерения перемещения, мм		Поправка к показателям приборов, мм	Исправленные показания приборов, мм		Перемещение грунта, мм		Время выдержки Σt , ч	Примечание
							U_1	U_2		U_1	U_2	U	$\Sigma \Delta U$		

По данным испытаний строят график зависимости перемещения штампа-лопасти в грунте от давления $U = f(p)$ (рис. 2.3).

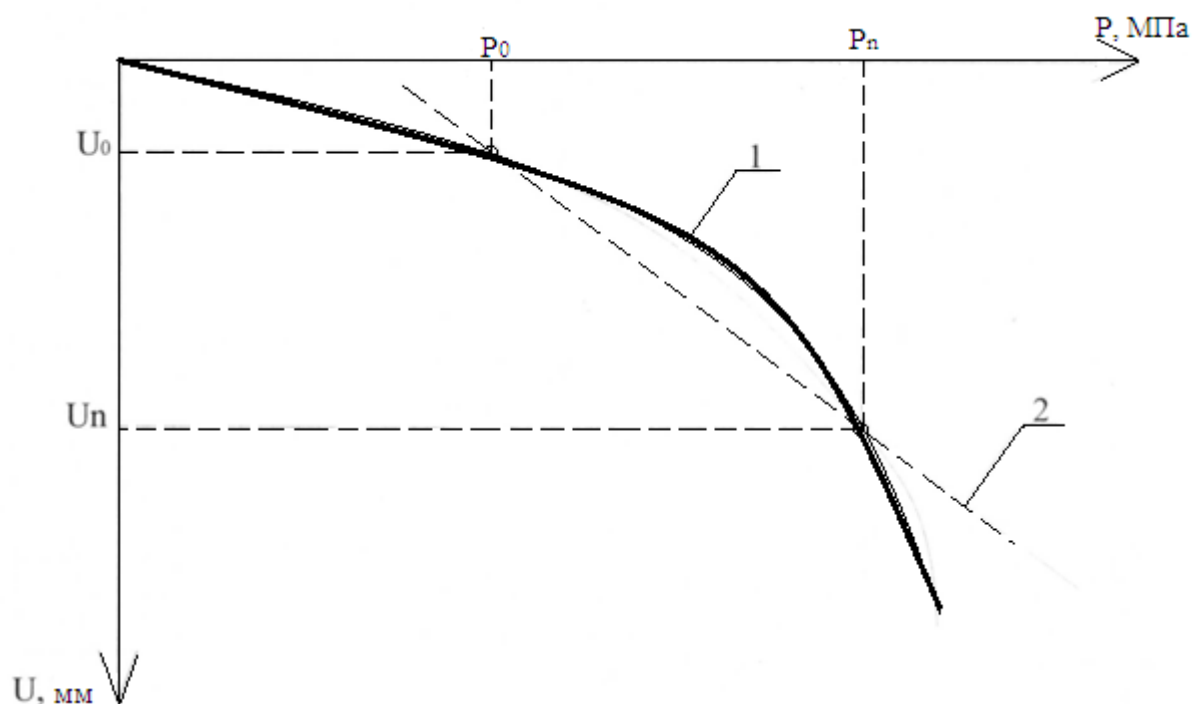


Рис 2.3. График перемещения штампа-лопасти в грунте:
1 - линейная часть графика; 2 – осредняющая прямая

На графике проводят осредняющую прямую методом наименьших квадратов или графическим методом. За начальные значения p_0 и U_0 (первая точка, включаемая в осреднение) принимают p и U , соответствующие началу линейного участка графика.

За конечные значения p_n и U_n (предел пропорциональности) принимают значения p и U , соответствующие точке, ограничивающий линейный участок графика.

Модуль деформации грунта E , МПа, вычисляют для линейного участка графика $U = f(p)$ по формуле

$$E = K_1 w (1 - \nu^2) b \frac{\Delta p}{\Delta U}; \quad (2.2)$$

где K_1 - корректирующий коэффициент;

ν - коэффициент Пуассона;

b - ширина штампа-лопасти, см;

w - коэффициент, принимаемый в зависимости от отношения l/b (табл. 2.7).

Таблица 2.7

Значения коэффициента w

l/b	1,5	2,0	3,0
w	1,1	1,2	1,4

Δp - приращение давления на штамп-лопасть между двумя точками, взятыми на осредняющей прямой, МПа;

ΔU - приращение перемещения штампа-лопасти, соответствующее Δp , см. Коэффициент K определяют по результатам сопоставительных испытаний грунта штампом площадью 5000 см² и лопастным прессиометром, выполняемых не менее чем с двукратной повторяемостью для данной разновидности грунта в районе проведения изысканий.

Если испытания грунта проводятся в быстром режиме, то для определения модуля деформации в формулу (2.2) вводится дополнительный коэффициент K_u , определяемый по результатам сопоставительных испытаний лопастным прессиометром в разных режимах.

3. Определение прочностных характеристик грунта**3.1. Общие положения**

Грунт обладает ограниченной прочностью, и при определенных внешних воздействиях грунтовые массивы разрушаются. Под прочностью грунта подразумевают его свойство сопротивляться разрушению или развитию больших пластических деформаций. Еще в 1773 году Ш.Кулон установил, что разрушение грунта происходит за счет сдвига одной его части на другую. Сопротивление сдвигу в песчаных грунтах возникает в основном в результате трения между перемещающимися частицами и зацепления их друг за друга. Эта концепция прочности (разрушение за счет сдвига) была распространена и на глинистые грунты, в которых сдвигу препятствуют водно-коллоидные и цементационные связи между частицами грунта.

Сопротивление сдвигу грунтов очень сильно зависит от их плотности, влажности, гранулометрического и минерального состава, а также напряженного состояния. Характеристики сопротивления сдвигу грунтов рассматриваются как прочностные показатели. Кулоном установлена линейная зависимость между касательными τ_u и нормальными σ напряжениями по площадке сдвига в виде

$$\tau_u = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + C. \quad (3.1)$$

Эта зависимость получила название закона Кулона и является основным условием прочности грунтов. Параметры φ (угол внутреннего трения) и C (удельное сцепление) являются количественными характеристиками прочности грунта. Их получают экспериментально. Названия этих характеристик условные, они не имеют физического смысла и не отражают

действительной природы сил сопротивления грунтов сдвигу. Их следует рассматривать лишь как математические параметры диаграммы сдвига грунта. Однако такое их наименование сложилось исторически и широко используется в механике грунтов.

Прочностные характеристики грунта имеют большое значение для правильного расчета несущей способности оснований и фундаментов, оценки устойчивости откосов, расчета давления грунтов на подпорные стенки и других инженерных расчетов.

Способы их определения в полевых условиях отличаются большим разнообразием. Общим является сам принцип испытания грунтов, при котором сдвиг (срез) грунта осуществляется поступательным перемещением по заранее заданной поверхности (плоской, цилиндрической) или по произвольной поверхности скольжения.

Различают два основных вида испытаний связных грунтов на сдвиг:

1. Консолидированно-дренированный или эффективный сдвиг (КД-сдвиг). При таком испытании, называемом сдвигом по открытой системе или медленным сдвигом, уплотняющее нормальное давление выдерживается до стабилизации деформаций, а затем производят сдвиг грунта при том же давлении.
2. Неконсолидированно-недренированный сдвиг или нейтральный сдвиг (НН-сдвиг). При этом виде испытаний, называемом сдвигом по закрытой системе или быстрым сдвигом, характеристики грунта (плотность и влажность) не изменяются, то есть консолидация, которая связана с отжатием воды из грунта, отсутствует как при нормальном загрузении, так и при сдвиге.

Испытания грунтов на сдвиг проводят следующими способами:

- срезом по фиксированной горизонтальной или вертикальной поверхности;
- срезом целиков грунта в клиновых обоймах;
- обрушением или выпиранием прислонённых грунтовых призм.

Испытания на сдвиг по заданной плоскости выполняются путём заключения целика грунта в специальную обойму и последовательного сдвига приложением горизонтального сдвигающего усилия при постоянной уплотняющей нагрузке.

При испытаниях грунта по произвольной плоскости поверхность сдвига не задаётся, а образуется в процессе сдвига и может иметь различные очертания в зависимости от состава и свойств грунта.

Выпирание призм заключается в смещении грунта под действием горизонтального усилия, приложенного к массиву грунта, отделённому от основной части в выработке, прорезями и вертикальной подвижной стенкой.

Обрушение целиков осуществляется направленным вниз усилием, которое передаётся домкратом на штамп.

Из всех полевых испытаний грунта на сдвиг только метод среза целиков позволяет непосредственно определить прочностные характеристики грунта: угол внутреннего трения φ и удельное сцепление C .

3.2. Испытание грунтов методом сдвига (среза) целиков грунта

Этим методом определяют прочностные характеристики для крупнообломочных грунтов, песков и глинистых грунтов. Для этого необходимо провести испытание на сдвиг не менее трех монолитов столбчатого типа, вырезанных в массиве грунта (в котловане, шурфе) с сохранением естественного состояния влажности и структуры, поддерживая в каждом случае условия испытаний и изменяя лишь величину нагрузки, действующей нормально к плоскости сдвига. Срез проводят по фиксированной плоскости сдвигающей нагрузкой при одновременном нагружении целика грунта нагрузкой, нормальной к плоскости среза. Сопротивление грунта срезу определяют как предельное среднее касательное напряжение, при котором целик грунта срезается по фиксированной плоскости при заданном нормальном давлении. Для определения φ и C проводят не менее трех срезов целиков грунта при различных значениях нормального давления в одной выработке и на одной глубине.

Испытания можно выполнять для следующих состояний грунта:

- природного сложения и природной влажности;
- природного сложения с замачиванием до полного водонасыщения;
- насыпных и намывных грунтов независимо от влажности.

В зависимости от цели и задач испытания проводят по следующим схемам: консолидированный срез - для определения характеристик прочности крупнообломочных грунтов, песков и глинистых грунтов с показателем текучести $J_L < 1$ в стабилизированном состоянии; неконсолидированный срез - для определения характеристик прочности глинистых водонасыщенных грунтов (при $S_r > 0,85$) с показателем текучести $J_L > 0,5$ в нестабилизированном состоянии.

Оборудование и приборы

В состав установки для испытания целиков грунта методом среза входят: кольцо с внутренним диаметром $D = 400$ мм и высотой $H = 220$ мм; жесткие штампы размерами, соответствующими внутреннему диаметру кольца; устройство для вертикального нагружения целика грунта; устройство для создания касательной нагрузки с анкерным приспособлением; устройства для измерения деформаций целика грунта и величин прикладываемых вертикальных и горизонтальных нагрузок (рис. 3.1).

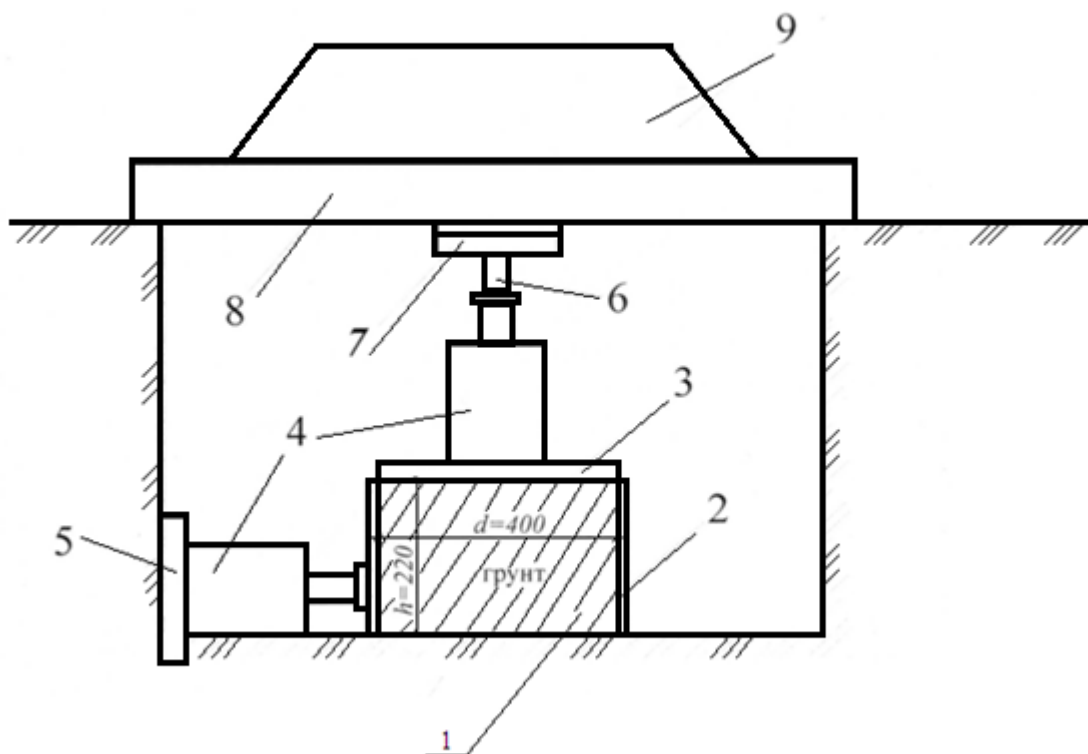


Рис 3.1. Схема установки для испытания целика грунта на сдвиг:

- 1 - целик грунта; 2 - металлическое кольцо; 3 - штамп;
4 - домкрат с манометром; 5 - упорный щит; 6 - динамометр;
7 - подвижная тележка; 8 - упорная балка; 9 - груз

Конструкция установки должна обеспечить:

- приложение сдвигающей нагрузки в фиксированной плоскости среза, которая прикладывается на 30 мм выше этой плоскости;
- передачу вертикальной или нормальной и сдвигающей нагрузок ступенями или в виде непрерывно возрастающей нагрузки с постоянной скоростью;
- градуировку измерительных приборов и измерения деформаций и перемещений целика грунта и величин сдвигающих и вертикальных нагрузок.

Для создания сдвигающей и вертикальной нагрузок применяются домкраты.

Измерение перемещений целика грунта и деформации сжатия осуществляют при помощи прогибомеров и индикаторов, которые должны быть надежно закреплены на металлической реперной системе.

Подготовка к проведению испытаний

В шурфе или котловане на отметке испытаний вырезают целик грунта размером 50×50 см и высотой 25 см. Его размер должен на 5 - 10 см превышать размеры кольца - обоймы, в которую будет заключен этот грунт. Кольцо-обойму диаметром 400 мм и высотой 220 мм обмазывают с

внутренней стороны тонким слоем вазелина, устанавливают на выровненную горизонтальную поверхность грунта и вдавливают в грунт с помощью домкрата или вручную, обрезая грунт вокруг кольца, которое должно без перекосов входить в грунт.

Поверхность целика в кольце выравнивают и на нее укладывают слой маловлажного мелкого или средней крупности песка толщиной 1 - 2 см для глинистых грунтов и 3 см - для крупнообломочных грунтов. Между нижним краем кольца-обоймы и поверхностью грунта в основании выработки должен быть оставлен зазор размером 1,2 см. По этому зазору будет проходить плоскость среза при испытании.

На песчаную подготовку внутри кольца-обоймы устанавливают штамп (рис.3.1). На штамп устанавливают вертикальный домкрат. Между домкратом и подвижной тележкой, которая должна перемещаться при сдвиге по упорной балке, помещают динамометр для регистрации вертикальной нагрузки, приложенной к монолиту грунта. Упорная балка должна быть неподвижной и строго горизонтальной. На балке размещается неподвижный груз.

Для передачи сдвигающей нагрузки служит горизонтальный домкрат, который упирается в неподвижный щит.

Для измерения деформаций сжатия и сдвига целика грунта при испытании монтируется неподвижная реперная система, на которой крепятся индикаторы и прогибомеры. Эта система на рис 3.1 не показана.

Деформации сдвига регистрируются двумя прогибомерами так же, как и деформации сжатия. Поэтому их следует определять как среднеарифметическое двух приборов, фиксирующих смещение противоположных сторон кольца в направлении приложения сдвигающей нагрузки в плоскости среза, и осадку противоположных сторон штампа от вертикальной нагрузки.

После монтажа установки и измерительной системы записывают в журнал испытаний начальные показания приборов. Форма журнала испытаний целиков грунта на сдвиг приведена в табл. 3.1.

Испытания начинают с обжатия целика грунта, заключенного в кольцо, заданной вертикальной нагрузкой, которую прикладывают ступенями. Вертикальную нагрузку, доведенную до заданной величины, поддерживают постоянной до конца опыта. Горизонтальную нагрузку прикладывают ступенями с интервалами по времени, достаточными для взятия отчетов по приборам.

Момент наступления сдвига образцов характеризуется падением давления в манометре домкрата, создающего сдвигающие усилия, при непрерывном увеличении деформаций, которые фиксируются приборами. Испытания прекращаются при смещении кольца-обоймы на 2 – 3 см.

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

Таблица 3.1

Журнал испытания на срез целиков грунта

а) Предварительное уплотнение грунта

Отметка испытания на глубине, м	Дата	Время t	Интервал времени Δt ,	Показания манометра, МПа	Нагрузка на штамп (суммарная), кН	Давление на целик грунта p , МПа	Показания приборов, мм			Осадка штампа, мм		Время выдержки $\Sigma \Delta t$	Сведения о замачивании грунтов			Примечание
							S_1	S_2	$\frac{S_1 + S_2}{2}$	ΔS	$\Sigma \Delta S$		Уровень воды, см	Расход воды, м^3	Время замачива- ния, ч	

б) Срез грунта

Отметка испытания на глубине, м	Дата	Время, t	Интервал времени Δt , ч	Вертикальное давление при срезе, МПа	Показания манометра, МПа	Напряжение среза, МПа	Показания приборов			Деформация среза Δl , мм	Сопротивление грунта срезу, МПа	Примечание
							n_1	n_2	$\frac{n_1 + n_2}{2}$			

Консолидированный сдвиг (срез) целиков грунта

Испытания на срез целиков грунта начинают с предварительного их уплотнения вертикальной нагрузкой. На образец прикладывают нормальное давление p , при котором определяют сопротивление грунта срезу τ .

Нормальные давления передают на целик грунта последовательно ступенями. Значения нормальных давлений и ступеней приведены в табл. 3.2.

При предварительном уплотнении образца грунта в кольце каждую ступень давления необходимо выдерживать не менее:

- для крупнообломочных грунтов и песков - 5 минут;
- для глинистых грунтов - 30 минут.

Конечная ступень давления выдерживается до условной стабилизации деформации сжатия целика грунта.

Таблица 3.2

Зависимость вертикальных давлений и их ступеней от вида грунта.

Грунты	Нормальное давление p , МПа			Ступени давления Δp , МПа
	P 1	P2	P3	
Крупнообломочные Пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные. Глины с $J_L < 0$	0,1	0,3	0,5	0,1
Пески гравелистые, крупные и средней крупности средней плотности; мелкие плотные и средней плотности. Супеси и суглинки с $J_L < 0,5$. Глины с $0 < J_L \leq 0,5$	0,1	0,2	0,3	0,05
Пески гравелистые, крупные, средней крупности и мелкие рыхлые, пылеватые независимо от плотности. Глинистые грунты с $J_L > 0,5$	0,1	0,15	0,2	0,025
Органоминеральные и органические грунты	0,05	0,01	0,15	0,025

За критерий условной стабилизации деформации сжатия принимается приращение осадки целика грунта, не превышающее 0,1 мм за время, указанное в табл. 3.3.

Таблица 3.3

**Время условной стабилизации деформации сжатия
при предварительном уплотнении и срезе грунта
в зависимости от его вида**

Грунты	Время условной стабилизации деформации, мин	
	сжатия	среза
Пески гравелистые, крупные независимо от влажности; средней крупности и мелкие со степенью влажности $Sr \leq 0,5$	30	1
Пески средней крупности и мелкие со степенью влажности $0,5 < Sr \leq 1,0$; пылеватые с $Sr \leq 0,5$, глинистые грунты с $J_L \leq 0,25$	60	3
Пески пылеватые с $0,5 < Sr \leq 1,0$ Глинистые грунты с $0,25 < J_L \leq 0,75$	120	5

При испытании грунта отсчеты по приборам за каждую ступень нагружения производят:

- при испытании крупнообломочных грунтов и песков на промежуточных ступенях давления в начале и конце ступени и на конечной ступени давления через 10 минут в течение первого получаса и через 15 минут в течение второго получаса, далее через 30 минут до условной стабилизации деформаций грунта;
- при испытаниях глинистых грунтов на промежуточных ступенях давления через 10 минут и на конечной ступени через каждые 15 минут в течение первого часа, и 30 минут в течение второго часа и далее через один час до условной стабилизации деформации грунта.

После предварительного уплотнения грунта зазор между кольцом и основанием грунта должен оставаться 1 - 2 см. Если он уменьшается, необходимо его восстановить и только после этого приступить к срезу. Срез грунта производят при ступенчатом или плавном увеличении сдвигающей нагрузки горизонтальным домкратом.

При передаче сдвигающей нагрузки ступенями их значения не должны превышать 10 % значения вертикальной нагрузки, при которой производят срез. Для каждой ступени нагружения записывают показания приборов для измерения деформаций среза через каждые 2 минуты до ее условной стабилизации, за критерий которой принимают приращение перемещения кольца в плоскости среза, не превышающее 0,1 мм за время, указанное в табл. 3.4.

При непрерывно возрастающей сдвигающей нагрузке скорость должна быть постоянной и соответствовать указанной в табл. 3.4.

Таблица 3.4

Скорость среза при непрерывно возрастающей сдвигающей нагрузке
в зависимости от вида грунта

Грунты	Скорость среза, мм/мин
Пески	$\leq 0,5$
Супеси	$\leq 0,1$
Суглинки	$\leq 0,05$
Глины с $J_p < 30 \%$	$\leq 0,02$
Глины с $J_p > 30 \%$	$\leq 0,1$

Примечание. При испытаниях с постоянной скоростью среза следует применять приборы с автоматической записью результатов испытаний.

Во время испытания целиков грунта на срез деформации среза фиксируют не реже, чем через 2 минуты.

Испытание считается законченным, если при приложении очередной ступени сдвигающей нагрузки происходит мгновенный срез (срыв) одной части грунта по отношению к другой, а деформация среза будет превышать 50 мм. После окончания испытаний целик грунта разгружают, а из зоны сдвига отбирают две пробы для определения влажности грунта.

Если испытанием предусмотрено определение прочностных характеристик грунта в условиях полного водонасыщения грунта, то перед испытанием грунт в кольце замачивают. Для этого вокруг кольца отсыпают слой песка, толщиной не менее 5 см. В выработку подается вода с места испытаний. Высота слоя воды над нижней частью кольца должна быть 10-15 см. Время насыщения грунта водой должно быть:

- для песков - 12 часов;
- для супесей - 24 часа;
- для суглинков - 36 часов;
- для глин - 72 часа.

Количество воды, используемой для замачивания (за вычетом откачиваемой из выработки воды после завершения замачивания), необходимо фиксировать в журнале испытаний.

Проведя замачивание, производят срез грунта в кольце и отбирают пробы грунта для определения влажности. Если окажется, что степень насыщения грунта меньше, чем предусмотрено заданием, то испытания следует повторить с увеличением времени замачивания.

Неконсолидированный сдвиг (срез) целиков грунта

По этой методике целик грунта, заключенный в кольцо, предварительно не уплотняют. На него сразу передают одну ступень нормального (вертикального) давления p и, не ожидая консолидации деформаций сжатия, производят срез.

Ступени нормального давления на целики грунтов зависят от их видов (см. табл.3.5).

Таблица 3.5

Ступени нормальных давлений для неконсолидированного среза
в зависимости от вида грунта

Грунты	Ступени нормального давления p , МПа
Глинистые и органоминеральные грунты с показателем текучести: $J_L < 0,5$	0,1; 0,15; 0,2
$0,5 \leq J_L \leq 1,0$	0,05; 0,1; 0,15
$J_L \geq 1,0$	0,025; 0,075; 0,125

Если при этих значениях нормального (вертикального) давления будет происходить выдавливание грунта в зазор между кольцом и поверхностью выработки, то испытание необходимо проводить на других целиках при меньших значениях давлений.

Сразу после приложения нормальной нагрузки производят срез целика грунта не более чем за 5 минут с момента приложения вертикальной нагрузки. При передаче сдвигающей нагрузки ступенями их значения не должны превышать 10 % значений нормальной нагрузки, при которой производят срез. Приложение ступеней сдвигающей нагрузки должно следовать через 15-30 секунд. Скорость среза должна быть 5 - 20 мм/мин, так чтобы срез произошел в течение указанного времени.

Момент окончания испытаний среза устанавливается по срыву целика грунта, при котором фиксируется максимальная сдвигающая нагрузка. Из зоны сдвига отбирают две пробы грунта для определения влажности.

3.3. Обработка результатов испытаний

Сдвинув три целика грунта по методике консолидированного или неконсолидированного среза, по измеренным значениям нормальных (вертикальных) и сдвигающих нагрузок вычисляют касательные (сдвигающие) и нормальные напряжения τ и σ , МПа, по формулам:

$$\tau = \frac{Q}{A}, \quad (3.2)$$

$$\sigma = \frac{p}{A}, \quad (3.3)$$

где Q и p - соответственно сдвигающая и нормальная (вертикальная) нагрузки в плоскости среза, кН;
 A - площадь среза, см².

По измеренным значениям деформаций среза Δl , соответствующим различным напряжениям τ , строят три графика зависимости $\tau = f(\Delta l)$ для каждого опыта (рис. 3.2).

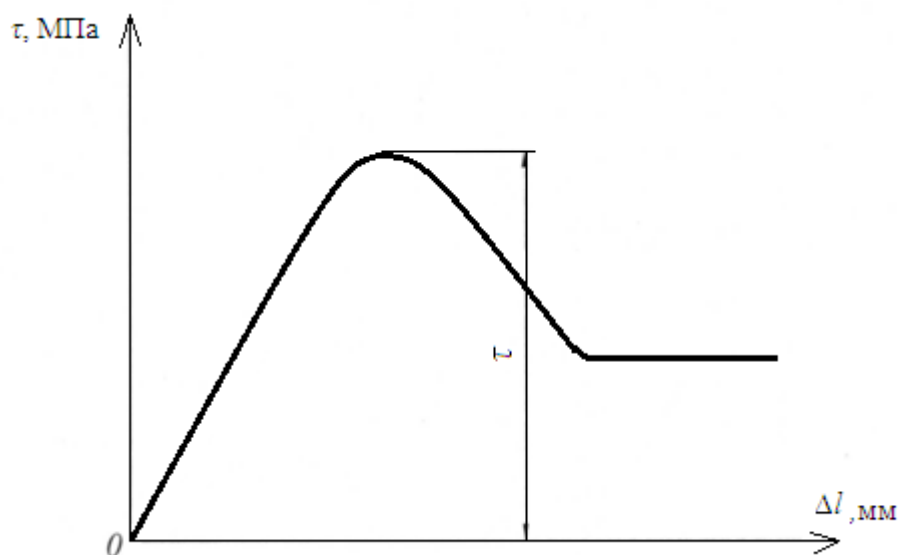


Рис. 3.2. График результатов испытаний целиков грунта на срез

За сопротивление грунта срезу принимают максимальное значение τ , полученное по графику $\tau = f(\Delta l)$ при значениях деформаций Δl , не превышающих 50 мм.

Из этих исследований находят по формулам (3.2) и (3.3) значения нормальных и касательных напряжений σ и τ , действующих в плоскости среза, зависимость между которыми определяется известным уравнением Кулона:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (3.4)$$

где φ - угол внутреннего трения грунта;

c - удельное сцепление, которое принимают как сопротивление сдвигу, обусловленное силами связности между частицами грунта.

Уравнение (3.4) представляет линейную зависимость между касательными (сдвигающими) и нормальными напряжениями при сдвиге в грунте. Предполагается, что слагаемые, которые входят в это уравнение, выражают различные по физической природе составляющие сопротивления грунта сдвигу. Одно из них принимают как сопротивление сил внутреннего трения, зависящее от нормального давления, где по аналогии с трением между твердыми телами $\operatorname{tg} \varphi$ называют коэффициентом внутреннего трения грунта. Другое слагаемое c рассматривают как сцепление, не зависящее от внешнего давления.

В настоящее время доказано, что природа сил сопротивления грунта сдвигу имеет более сложный характер, а поэтому их разделение на трение и сцепление является условным. Однако многочисленные опыты хорошо подтверждают представленную уравнением (3.4) зависимость.

Если обе части равенства (3.4) разделить на σ и при этом отношение τ и σ обозначить через $\operatorname{tg} \psi$, то получим:

$$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma}. \quad (3.5)$$

Величину $\operatorname{tg} \psi$ называют коэффициентом сдвига или среза грунта. Он, как видно из формулы (3.5), является величиной переменной, если c имеет постоянное значение.

В грунтах, обладающих сцеплением (глинистые грунты), $\operatorname{tg} \psi > \operatorname{tg} \varphi$. Если $c = 0$ и грунт представляет собой сыпучее тело (пески), то закон Кулона имеет вид

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi. \quad (3.6)$$

В этом случае $\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \varphi$.

Для того чтобы определить угол внутреннего трения φ и удельное сопротивление c , строят график $\tau = f(\sigma)$ по результатам испытаний грунта (рис 3.3).

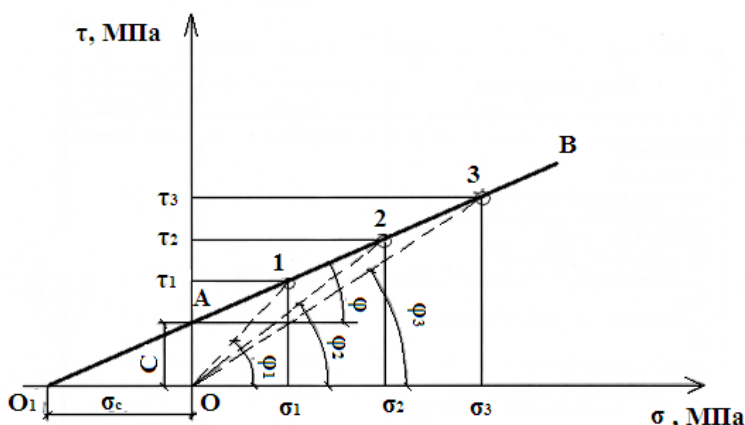


Рис 3.3 График сдвига целиков грунта

Для построения прямой сдвига АВ (рис. 3.3) необходимо произвести несколько опытов на срез целиков грунта при различных значениях нормального давления σ и найти соответствующие им величины τ . Вид прямой АВ представлен на рис. 3.3, где ψ_1, ψ_2, ψ_3 дают значение угла среза для отдельных опытных точек, а угол внутреннего трения грунта φ определяется наклонной прямой АВ к оси $\sigma\sigma$. Прямая АВ отсекает на оси $\sigma\sigma$ некоторый отрезок ОА, который дает значение касательного напряжения τ , равное c , так как здесь $\sigma = 0$.

Исследования показывают, что зависимость τ от σ не всегда имеет прямолинейный характер. Нередко в пределах начального участка она получает вид кривой, которую приближенно принимают кривой. Иногда удельную силу сцепления c выражают через «давление связности» σ_c по формуле

$$c = \sigma_c \operatorname{tg} \varphi. \quad (3.7)$$

Если это значение c подставить в уравнение (3.3), то оно переписется в следующем виде:

$$\tau = (\sigma + \sigma_c) \operatorname{tg} \varphi. \quad (3.8)$$

Давление связности — понятие условное. Его следует считать лишь как эквивалентное давление, которое, будучи приложено к некоторой площадке в сыпучем теле, создает в ней такое же сопротивление сдвигу, какое возникает в реальном связном грунте под влиянием имеющихся в нем сил сцепления.

По графику $\tau = f(\sigma)$ проводят контроль сдвиговых испытаний. При разбросе опытных данных относительно осредняющей прямой АВ больше, чем на 30% среднего значения τ , результаты испытаний признают неудовлетворительными и испытания повторяют.

3.4. Испытание грунтов на сдвиг методами обрушения и выпирания целиков грунта в шурфах

Методы обрушения и выпирания целиков грунта в шурфах применяют для определения прочностных показателей грунта (угла внутреннего трения φ и удельного сцепления c) из условия предельного равновесия обрушаемого и выпираемого грунта [15,16,19,21,22].

Метод обрушения грунта заключается в том, что в шурфе вырезается призма грунта, прислоненная к одной из его стен. Размер призмы в плане, как рекомендуют литературные источники [21,22], должен быть в плане 0,4 x 0,4 м, а высота 0,8 м до дна шурфа.

Метод используется в грунтах, влажность и структурная прочность которых позволяют этим грунтам сохранять определенное время вертикальные откосы. Этим методом можно определить только общее сопротивление грунта сдвигу, без разделение его на трение и сцепление. Разрушение призмы обрушения грунта производится вертикально приложенной нагрузкой. Схема установки для испытания грунта этим методом обрушения приведена на рис. 3.4.

В шурфе на целик грунта 1 кладется жесткий штамп 3, на который устанавливается домкрат 4 и динамометр 5, которые упираются в неподвижную балку 6, нагруженную грузом 7. Груз должен в 1,5 - 2 раза превышать усилие сдвига.

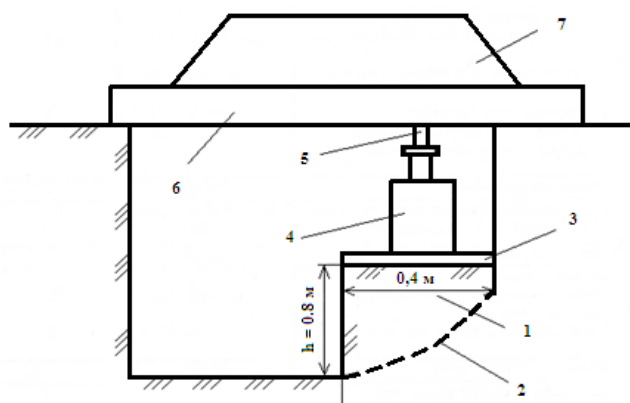


Рис. 3.4. Схема установки для испытания целика грунта на сдвиге методом обрушения:
1- целик грунта; 2- поверхность сдвига; 3 - штамп; 4 - домкрат с манометром;
5 - динамометр; 6 - упорная балка; 7 - груз

Нагрузку на целик грунта передают ступенями по 0,01 - 0,1 МПа (0,1 - 1,0 кг/см²) до полного его обрушения. Обрушение грунта происходит по криволинейной поверхности, очертание которой и ее площадь тщательно фиксируются. Для определения прочностных показателей грунта необходимо

обрушить не менее двух целиков. После этого вычерчивают объемы обрушенных тел. Тела обрушения разбивают на блоки и записывают уравнения равновесия обрушенных объемов грунта. Проведя обрушение двух призм грунта и решая систему двух уравнений равновесия, находят угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c .

Метод выпирания используется для определения сопротивления сдвигу песчаных, глинистых и крупнообломочных грунтов, влажность и структурная прочность которых позволяют сохранить им вертикальные откосы. Раздельное определение угла внутреннего трения и удельного сцепления указанным методом затруднительно. В отличие от метода обрушения разрушение призмы грунта производится горизонтально приложенной нагрузкой.

Для испытаний грунта на сдвиг методом выпирания в шурфе вырезается блок. Высота блока $h = 0,5$ м. Длина блока составляет $l = (2,5 - 3)h$. Блок отделен от стенок шурфа боковыми прорезями, расстояние между которыми принимается 1 метр. Таким образом, размеры жесткого штампа составляют $0,5 \times 1,0$ м. Длина тела выпирания принимается $3h = 3 \times 0,5 = 1,5$ м [21]. Схема установки для испытания грунта на сдвиг методом выпирания показана на рис. 3.5.

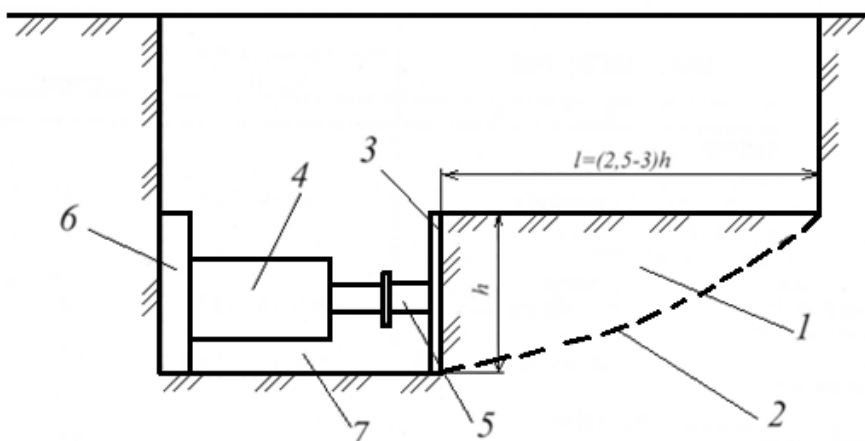


Рис. 3.5. Схема установки для испытания целиков грунта на сдвиг методом выпирания:
1 - целик грунта в шурфе; 2 - поверхность сдвига; 3 - штамп; 4 - домкрат с манометром;
5 - динамометр; 6 - упорный щит; 7 - подставка под домкрат

Испытание на сдвиг заключается в смещении целика грунта 1 под действием горизонтального домкрата 4, установленного в распор между упорным щитом 6 и жестким штампом 3, который размещен на фронтальной поверхности блока выпирания 1. Между домкратом и жестким штампом установлен динамометр 5 для регистрации передаваемой на грунт горизонтальной нагрузки. Выпирание грунта происходит по криволинейной поверхности 2.

Сдвиг блока выполняют ступенями нагрузки по 0,1 МПа (1 кг/см²), выдерживая каждую ступень нагрузки по 15 минут [21]. Испытания считаются законченными, после того как достигнуто максимальное сдвигающее усилие, а сам блок сдвинут на 10-15 см. После сдвига тщательно фиксируется поверхность выпирания 2. Таких сдвигов грунта нужно произвести два. После этого поверхность скольжения обнажают, тщательно освобождая ее от разрушенной при сдвиге породы. Сдвинутые блоки грунта с их поверхностями скольжения вычерчивают на бумаге, разбивают на отдельные части, веса которых можно легко определить, записывают уравнения предельного равновесия. Определяя удельное сцепление по разности между максимальным и минимальным значениями сдвигающего усилия, из уравнения равновесия вычисляют угол внутреннего трения.

3.5. Испытание грунтов методами вращательного, кольцевого и поступательного срезов

Эти методы для определения угла внутреннего трения грунта φ и удельного сцепления c в скважинах нормированы ГОСТами [6,10,18,19,21,23]. Их используют не только для определения указанных характеристик грунта, но и для оценки пространственной изменчивости прочности породы для песков, глинистых, органоминеральных и органических грунтов, в том числе с крупнообломочными включениями размерами 2-10 мм, в количестве не более 15% по массе. Схемы испытаний приведены на рис. 3.6.

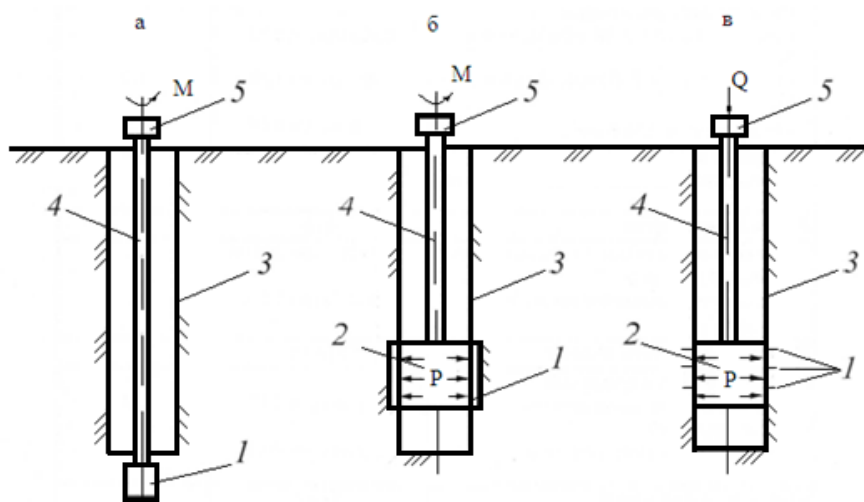


Рис. 3.6. Схемы испытаний грунта в скважинах на срез:

- а - вращательный срез крыльчаткой; б - кольцевой срез продольными лопастями;
в - поступательный срез поперечными лопастями;
1 - лопасти, 2 - распорные штампы, 3 - скважина, 4 - штанга, 5 - устройство для создания и измерения усилия

В методе вращательного среза используется крыльчатка, вдавливаемая в забой буровой скважины (рис. 3.6, а).

В методе кольцевого среза грунта используется распорный штамп с продольными лопастями (рис. 3.6, б), а в методе поступательного среза - распорный штамп с поперечными лопастями (рис. 3.6, в).

Испытание вращательным срезом проводят в условиях отсутствия дренирования путем приложения горизонтальной касательной нагрузки и смещения грунта по цилиндрической поверхности, образуемой вращением крыльчатки ниже забоя скважины или в массиве.

Этот метод целесообразно использовать для определения прочностных свойств главным образом глинистых грунтов текучей и мягкопластичной консистенции, илов и заторфованных грунтов. Метод может быть применен для установления прочностных свойств рыхлых водонасыщенных песков при условии сохранения последними естественного сложения. Метод позволяет определить только общее сопротивление сдвигу грунта, для разделения которого на показатели трения и сцепления необходимо его комплексирование с другими методами. Для глинистых грунтов данный метод дает результаты, сопоставимые с результатами испытания грунтов в лабораториях на срезных приборах по схеме быстрого (неконсолидированно-недренированного) сдвига. Глубина испытания до 20 м. По данным ряда авторов [16], при заглублении верха крыльчатки от забоя не менее чем на 5 ее диаметров можно определить модуль деформации грунта E .

Испытания кольцевым срезом предварительно уплотненного или неуплотненного нормальным давлением грунта проводят путем приложения горизонтальной касательной нагрузки и смещения грунта по цилиндрической поверхности, образуемой в скважине вращением рабочего наконечника с продольными лопастями. Грунт срезается вследствие приложения крутящего момента.

Испытания поступательным срезом предварительно уплотненного или неуплотненного нормальным давлением грунта проводят путем приложения вертикальной касательной нагрузки и смещения грунта по боковой поверхности, образуемой в скважине вертикальным перемещением наконечника с поперечными лопастями. Срез грунта производится вследствие приложения выдергивающей силы.

Испытания поступательным и кольцевым срезами проводят по следующим схемам:

- консолидированный срез - для определения характеристик прочности песков, средней плотности и рыхлых, маловлажных и влажных, а также глинистых и органоминеральных грунтов с показателем текучести $0 \leq J_L \leq 0,75$ в стабилизированном состоянии;

- неконсолидированный срез для определения характеристик прочности водонасыщенных глинистых грунтов ($S_r \geq 0,85$) с показателем текучести $J_L > 0,50$ в нестабилизированном состоянии.

Условия применимости методов приведены в табл. 3.6.

Таблица 3.6

Условия применимости различных методов среза грунта в скважинах и в массиве, в зависимости от инженерно-геологических условий площадки

Метод	Грунты	Гидро-геологические условия	Место проведения испытания	Глубина испытания, м	Минимальный диаметр скважины, мм	Минимальный диаметр обсадных труб, мм	Площадь среза, см ²
Вращательный срез	Суглинки, глины с $J_L > 0,50$; Органоминеральные и органические грунты	Выше и ниже уровня подземных вод	В массиве ниже забоя буровой скважины	0,5-20	89-146	89-146	200-600
Вращательный срез	Суглинки, глины с $J_L > 1$; органоминеральные и органические грунты	Выше и ниже уровня подземных вод	В массиве с поверхности	0,5-20	-	-	200-600
Поступательный срез	Пески, супеси с $J_L < 1$, суглинки, глины с $J_L < 0,75$	Выше уровня подземных вод	В стенках буровой скважины	0,5-20	89-146	89-146	300-600
Поступательный срез	Пески, в том числе с примесью органических веществ	Выше и ниже уровня подземных вод	Ниже забоя скважины	0,5-20	146-148	146-148	150-300

Окончание табл. 3.6

Метод	Грунты	Гидро-геологические условия	Место проведения испытания	Глубина испытания, м	Минимальный диаметр скважины, мм	Минимальный диаметр обсадных труб, мм	Площадь среза, см ²
Поступательный срез	Супеси с $J_L > 1$; глины с $J_L > 0,75$; органоминеральные и органические грунты	Выше и ниже уровня подземных вод	В массиве	0,5	-	-	150-300
Поступательный срез	Органоминеральные и органические грунты	Выше и ниже уровня грунтовых вод	Ниже забоя скважины	20-30	146	146	300-600
Кольцевой срез	Супеси с $J_L > 1$; суглинки, глины с $J_L > 0,75$	Выше уровня подземных вод	В стенках буровой скважины	0,5-30	89-146	89-146	300-600
Кольцевой срез	Органоминеральные и органические грунты	Выше и ниже уровня грунтовых вод	В стенках буровой скважины	По всей толще	89-146	89-146	300-600
Кольцевой срез	Органоминеральные и органические грунты (не залегающие с поверхности грунтового массива)	Выше и ниже уровня подземных вод	В стенках буровой скважины	По всей толще	89-146	89-146	300-600

Метод вращательного среза

Для изучения сопротивления грунтов сдвигу в полевых условиях используют лопастной прибор, который называют крыльчаткой. Он состоит из четырех тонких металлических лопастей, соединенных между собой крестообразно, как показано на рис. 3.7.

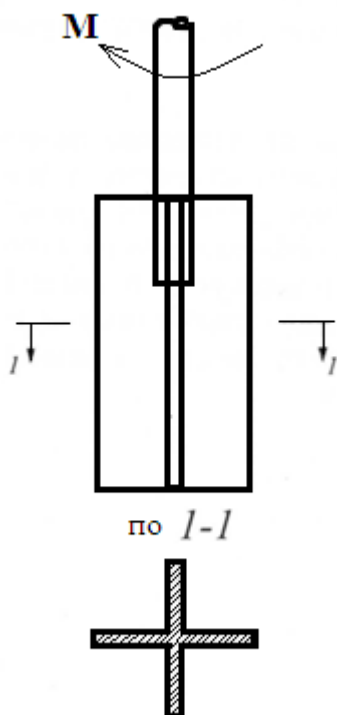


Рис. 3.7. Схема крыльчатки - лопастного прибора

Прибор, укрепленный на нижнем конце штанги, опускают в скважину и вдавливают в ненарушенный грунт на всю высоту крыльчатки. Действием крутящего момента вращают штангу с прибором, что вызывает также и вращение грунта, заключенного между лопастями. Срез грунта происходит по цилиндрической поверхности, проходящей по наружным кромкам лопастей. Этот прибор рекомендуют применять в слабых пылевато-глинистых грунтах, илах, сапропелях, заторфованных грунтах и торфах, так как для них угол внутреннего трения практически равен нулю и можно принять $c = \tau$ [7,21].

Прибор позволяет оценить прочность структурных связей, имеющих в грунте. Это достигается путем сравнения усилий, затрачиваемых в начале опыта, когда происходит срез в грунте, с усилиями, необходимыми на последующее вращение прибора.

В состав установки для испытания грунта вращательным срезом входят: рабочий наконечник (крыльчатка); штанга; устройство для создания и

измерения крутящего момента; устройство для вдавливания крыльчатки в грунт.

В зависимости от вида грунта применяют три типа крыльчатки, основные параметры которых приведены в табл. 3.7.

Таблица 3.7

Основные параметры крыльчатки

Состав крыльчатки и ее характеристика	Тип крыльчатки		
	I	II	III
Крыльчатка размерами, мм:			
высота	120	150	200
ширина (диаметр)	60	75	100
толщина лопасти	2	2,5	3
Постоянная крыльчатки B , см ³	742	1545	3663
Штанга, наружный диаметр, мм	22-33,5		
Максимальный крутящий момент устройства, кН х см, не менее	18		
Погрешность измерения крутящего момента, кН х см	0,36	0,18	0,18

Постоянная крыльчатки B равна статическому моменту цилиндрической поверхности среза относительно оси вращения, вычисляется по формуле

$$B = \frac{\pi d^2}{2} \left(h + \frac{d}{3} \right), \quad (3.9)$$

где d - диаметр крыльчатки (ее ширина), см;

h - высота крыльчатки, см.

При инженерно-геологических испытаниях грунтов используют следующие типы крыльчаток:

тип I - при испытаниях глинистых грунтов с $0,5 < J_L \leq 0,75$, органоминеральных, в том числе с крупнообломочными включениями размерами 2 - 10 мм в количестве не более 15 % по массе;

тип II - при испытаниях глинистых грунтов с $J_L \leq 1,0$, органоминеральных с обломочными включениями размером более 10 мм в количестве менее 15 % по массе;

тип III - при испытаниях глинистых грунтов с $J_L > 1$, органоминеральных и органических грунтов.

Перед испытаниями устройство для измерения крутящего момента должно быть проградуировано. По этим результатам строят график зависимости крутящего момента M , кН x см, от показаний измерительного устройства N , см, и вычисляют постоянную характеристику измерительного устройства n , кН, по формуле

$$n = \frac{M}{N}. \quad (3.10)$$

Подготовка к испытанию заключается в том, что крыльчатку вдавливают в грунт при помощи специального устройства и наращивают колонну штанг, которую соединяют с головкой устройства для создания и измерения крутящего момента и записывают начальные показания приборов.

Испытания начинают с вращения колонны штанг с крыльчаткой, с угловой скоростью 0,2 - 0,3 град/с с помощью устройства для создания крутящего момента. Во время вращения крыльчатки записывают показания приборов для измерения крутящего момента до достижения максимального значения N_{max} .

После 2 - 3 полных оборотов крыльчатки, когда наступает стабилизация значений крутящего момента, записывают установившееся значение $N_{уст}$, соответствующее установившемуся значению крутящего момента M_c .

При испытаниях грунта в скважинах для преодоления сил трения штанг о грунт крутящий момент M_0 принимают равным нулю.

Если испытания проводят в массиве, то для определения M_0 отсоединяют крыльчатку от колонны штанг и определяют показание измерительного прибора N_0 , которому будет соответствовать M_0 . Испытания в массиве можно проводить до глубины, где отношение $\frac{M_c - M_0}{M_c} \geq 0,5$. При меньших значениях этого отношения испытания следует проводить в скважинах.

В процессе испытаний ведется журнал (табл. 3.8).

Таблица 3.8

Журнал испытания грунта методом вращательного среза

Отметка глубины, м	Показания измерительного устройства			Крутящие моменты, кН x см			Удельное сопротивление срезу, МПа		Краткая характеристика грунта
	N_{max}	$N_{уст}$	N_0	M_{max}	M_c	M_0	τ_{max}	$\tau_{уст}$	

По данным испытаний вычисляют крутящие моменты M_{max} , M_c , M_0 по формулам

$$M_{max} = n N_{max}; \quad (3.11)$$

$$M_c = n N_{уст}; \quad (3.12)$$

$$M_0 = n N_0; \quad (3.13)$$

где n - постоянная измерительного устройства, кН, определяемая по результатам градуировки;

N_{max} , $N_{уст}$ - максимальное и установившееся показания измерительного устройства, см;

N_0 - показание измерительного устройства, характеризующее трение штанг о грунт при отключенной крыльчатке, см.

Сопротивление грунта срезу τ_{max} , МПа, определяют по формуле

$$\tau_{max} = \frac{M_{max} - M_c}{B}, \quad (3.14)$$

где B - постоянная крыльчатки, см³, вычисляемая по формуле (3.8).

Для глинистых, органоминеральных и органических грунтов с $J_L > 1$ угол внутреннего трения принимают условно $\varphi = 0$, а удельное сцепление $c = \tau_{max}$.

Метод кольцевого среза

В состав установки для испытания грунтов кольцевым срезом (рис. 3.6, б) входят:

- устройство для создания и измерения крутящего момента;
- устройство для создания и измерения нормального давления;
- устройство для измерения деформаций сжатия и среза грунта.

Конструкция установки обеспечивает:

- вдавливание продольных лопастей в грунт;
- фиксирование штанг на заданной глубине;
- передачу и измерение нормального равномерного давления на распорный штамп;
- передачу и измерение крутящего момента на продольные лопасти;
- градуировку измерительных устройств.

В методе кольцевого среза используются распорный штамп, при помощи которого продольные лопасти устройства вдавливают в грунт скважины на отметке испытаний, создают нормальное давление на грунт.

После погружения в грунт верх колонны штанг соединяется с головкой устройства для создания и измерения крутящего момента, а распорный штамп соединяется с головкой устройства для создания и измерения нор-

мального давления. На установке монтируются приборы для измерения деформаций сжатия и среза грунта. Распорный штамп нагружается ступенями нормальных давлений по 0,01 - 0,02 МПа до его соприкосновения со стенками скважины. Каждая ступень давления создается за 1 - 2 минуты.

Момент соприкосновения распорного штампа со стенками скважины устанавливается по показаниям прибора для измерения деформаций сжатия грунта. С учетом горизонтального перемещения стенок распорного штампа определяется диаметр скважины после предварительного уплотнения грунта d_0 .

Испытания проводятся по схемам консолидированного или неконсолидированного срезов.

При неконсолидированном режиме испытания необходимо передать сразу в одну ступень нормальные давления p , при которых будет производиться срез грунта. Значения p следует принимать по табл. 3.9.

Таблица 3.9

Нормальные давления, при которых определяется сопротивление срезу в зависимости от вида грунта

Грунты	Глубина, м	Нормальное давление p , МПа			Ступень давления Δp , МПа
		p_1	p_2	p_3	
Пески крупные и средней крупности плотные, глины с $J_L < 0$	0,5-10	0,1	0,3	0,5	0,1
	11-30	0,1	0,35	0,6	0,1
Пески крупные и средней плотности; мелкие плотные и средней плотности; супеси и суглинки с $J_L \leq 0,5$, глины с $0 \leq J_L \leq 0,5$	0,5-10	0,1	0,2	0,3	0,05
	11-30	0,1	0,25	0,4	0,05
Пески средней крупности и мелкие рыхлые; пески пылеватые независимо от плотности, супеси, суглинки и глины с $J_L > 0,5$	0,5	0,1	0,15	0,2	0,025 до $p=0,1$ и далее 0,05
	11-30	0,1	0,2	0,3	
Органоминеральные и органические грунты	0,5-10	0,05	0,01	0,15	0,025 до $p=0,1$ и далее 0,05
	11-30	0,1	0,15	0,2	

Срез грунта при неконсолидированном режиме испытаний проводят за время не более 5 минут, считая с момента окончания приложения нормального давления. При передаче касательной нагрузки ступенями они (ступени) должны составлять не более 10% нормального давления p , при

котором производится срез. Приложение ступеней давления должно следовать через каждые 15-30 секунд.

Испытание считается законченным, если при приложении очередной ступени касательной нагрузки происходит мгновенный срез (срыв) или общая деформация среза превысит 50 мм.

Данные испытания заносят в журнал (табл. 3.10).

Таблица 3.10

Журнал испытания грунта методом кольцевого среза

а) Результаты предварительного уплотнения грунта

Номер испытания

Отметка испытания	Дата	Время, ч	Интервал времени Δt , ч	Показание приборов для измерения нормального давления, МПа	Нормальное давление грунта p , МПа	Показание приборов для измерения деформации сжатия, мм			Горизонтальное перемещение кольцевого штампа, мм	Время выдержки $\sum t$, ч	Примечание
				S_1		S_2	$S_1 + S_2$				
							2				

б) Результаты среза грунта

Номер испытания

Отметка испытания	Дата	Время, ч	Интервал времени Δt , ч	Нормальное давление при срезе p , МПа	Показания устройства для измерения N , см	Касательное давление, МПа	Показания приборов для измерения деформации сжатия, мм			Деформация среза, мм		Крутящий момент $M_{\max}$, КН·см	Сопротивление грунта срезу τ , МПа
							L_1	L_2	$\frac{L_1 + L_2}{2}$	ΔL	$\sum \Delta L$		

По данным испытаний вычисляют максимальный крутящий момент M_{max} , КН х см по формуле (3.11).

Сопротивление грунта срезу τ , МПа, при каждом нормальном давлении вычисляют по формуле

$$\tau = \frac{2M_{max}}{\pi d^2 H}, \quad (3.15)$$

где d - диаметр кольцевой поверхности среза, см, определяемый по формуле

$$d = d_0 + 2m; \quad (3.16)$$

где d_0 - диаметр скважины после предварительного уплотнения грунта, см;

m - рабочая ширина лопасти, см;

H - высота распорного штампа, см.

Угол внутреннего трения φ и удельное сцепление C определяют по графику $\tau = f(p)$, построенному по результатам не менее чем трех испытаний грунта кольцевым срезом.

Метод поступательного среза

В методе поступательного среза (рис. 3.6, в) используется распорный штамп с поперечными лопастями, при помощи которого они вдавливаются в стенки скважины, и осуществляется передача срезающей нагрузки на грунт.

В состав установки для испытания грунта этим методом входят:

- рабочий наконечник со штампами - лопастями или двумя подвижными срезными пластинами;
- штанги наружные и внутренние со стержнями;
- устройство для создания и измерения нормального давления в плоскости среза грунта;
- устройство для создания и измерения касательной нагрузки;
- устройства для измерения деформаций сжатия и среза грунта от прикладываемой нагрузки.

Конструкция установки обеспечивает:

- погружение рабочего наконечника в грунт ниже забоя скважины или в массив;
- фиксирование штанг на заданной глубине;
- передачу и измерение нормального равномерного давления на распорный штамп;
- передачу и измерение ступенчатой или непрерывно возрастающей срезающей нагрузки на штампы - лопасти и срезные пластины;
- градуировку измерительных устройств.

Забой опытной скважины должен быть на 1 - 2 м ниже отметки испытания. При подготовке к испытанию грунта в скважине проверяется подвижность штампов-лопастей и срезных пластин. Они должны перемещаться легко, плавно, без рывков. До начала испытания выполняется их профилирование в стенках скважины на отметке испытания путем двух-четырёхкратных подъёмов и вдавливаний рабочего наконечника расходкой его о стенки скважины. После расходки рабочий наконечник должен перемещаться в пределах профилированного участка скважины с минимальным трением о грунт. Регистрируются максимальные сопротивления перемещению срезных пластин колонны внутренних стержней и трение их о грунт q , кН. После этого срезные пластины возвращают в исходное положение. Монтируются механизмы для создания и измерения нормального давления и касательной (сдвигающей) нагрузки.

Устанавливаются приборы для измерения деформаций грунта и записываются их начальные показания.

Испытания грунта в неконсолидированном режиме проводятся не менее чем при трех различных значениях нормального давления, указанных в табл. 3.5. Нагружение грунта при этом производится сразу в одну ступень.

После передачи нормальной нагрузки производится срез грунта за время не более 3 минут с момента окончания приложения нормального давления. При передаче сдвигающей нагрузки ступенями их значения должны составлять 10 % значения нормальной нагрузки, при которой производится срез. Приложение ступеней должно следовать через каждые 5 - 15 секунд.

При непрерывно возрастающей сдвигающей (касательной) нагрузке скорость среза следует принимать 2 - 5 мм/мин, чтобы испытание было закончено в течение указанного времени.

После окончания испытания грунт разгружается, штампы-лопасти и срезные пластины возвращаются в исходное положение, а лопастной прессиометр-сдвигомер демонтируется.

При консолидированном режиме испытания, сначала производится предварительное уплотнение грунта, а затем его срез ступенчатой или непрерывно возрастающей сдвигающей нагрузкой. Предварительное уплотнение грунта производится при нормальных давлениях p , при которых далее определяется сопротивление грунта срезу τ .

Значения давлений и ступени нагружения принимаются по табл. 3.9. Каждая ступень давления при предварительном уплотнении выдерживается для песков не менее 5 минут, а для глинистых грунтов - 30 минут.

Конечная ступень выдерживается до условной стабилизации деформации сжатия грунта. За критерий условной стабилизации деформации сжатия принимается приращение осадки грунта, не превышающее 0,1 мм за время, указанное в табл. 3.11.

Таблица 3.11

**Время условной стабилизации деформаций
в зависимости от вида грунта**

Грунты	Время условной стабилизации деформации, мин	
	сжатия	среза
Пески крупные с коэффициентом водонасыщения $0 < S_r \leq 0,8$; средней крупности и мелкие с $S_r \leq 0,5$	30	1
Пески средней крупности и мелкие с коэффициентом водонасыщения $0,5 \leq S_r \leq 0,8$; Пески пылеватые с $S_r \leq 0,5$; Супеси с $0 \leq J_L \leq 1,0$; суглинки, глины с $0 \leq J_L \leq 0,25$, в том числе заторфованные	60	3
Пески пылеватые с коэффициентом водонасыщения $0,5 < S_r \leq 0,8$. Суглинки, глины $0,25 \leq J_L < 0,75$, в том числе заторфованные	120	5

В процессе предварительного уплотнения грунта в журнале испытаний фиксируются значения деформаций сжатия грунта. Отсчеты по приборам на каждой ступени нагружения производятся:

- при испытании песков на промежуточных ступенях давления Δp в начале и в конце ступени, а на конечной ступени давления p через 10 минут в течение первого получаса, через 15 минут в течение второго получаса и далее через 30 минут до условной стабилизации деформаций грунта;
- при испытаниях глинистых и органоминеральных грунтов на промежуточных ступенях давления Δp через 10 минут, а на конечной ступени давления p через каждые 15 минут в течение первого часа и 30 минут в течение второго часа и далее через 1 час до условной стабилизации деформации грунта.

При передаче сдвигающей (касательной) нагрузки ступенями их значения не должны превышать 10 % значения нормального давления, при котором производят срез. На каждой ступени нагружения записываются показания приборов для измерения деформаций среза через каждые 2 минуты до ее условной стабилизации. За критерий условной деформации среза принимается приращение перемещения срезных пластин в плоскости среза, не превышающее 0,1 мм за время, указанное в табл. 3.11.

При непрерывно возрастающей сдвигающей нагрузке скорость среза должна быть постоянной и соответствовать указанной в табл. 3.12.

Таблица 3.12

Скорость среза в зависимости от вида грунта

Грунты	Скорость среза, мм/мин
Пески	1,0
Супеси	0,5
Суглинки и глины	0,2
Глины, в том числе заторфованные	0,1

Испытание следует считать законченным, если при приложении очередной ступени сдвигающей нагрузки происходит мгновенный срез (срыв).

По окончании испытания следует записать в журнал максимальное сопротивление перемещению штампов-лопастей при определенном нормальном давлении на грунт Q_1 кН, если испытание проводилось в стенках опытной скважины или максимальное перемещение срезных пластин и колонны внутренних стержней при нормальном давлении на грунт Q_2 , кН, если испытание проводилось ниже забоя буровой скважины или в массиве.

После испытаний грунта на срез ведется обработка результатов. Вычисляются сопротивления грунта срезу τ_1 , МПа, при испытании грунта в стенках скважины с помощью штампов-лопастей и τ_2 , МПа, при испытании грунта в массиве или ниже забоя буровой скважины по формулам

$$\tau_1 = \frac{0,95(Q_1 - q_1)}{2A_1}; \quad (3.17)$$

$$\tau_2 = \frac{0,95(Q_2 - q_1)}{2A_2}; \quad (3.18)$$

где Q_1 - максимальное сопротивление перемещению штампов-лопастей при определенном давлении на грунт в стенках скважины, кН;

q_1 - максимальное сопротивление перемещению штампов-лопастей и трению рабочего наконечника о грунт без нормального давления, кН;

A_1 - площадь среза грунта штампом-лопастью с поперечными зубьями, см²;

Q_2 - максимальное сопротивление перемещению срезных пластин и колонны внутренних стержней в массиве при определенном нормативном давлении на грунт;

q_2 - максимальное сопротивление перемещению срезных пластин, колонны внутренних стержней и трению срезных пластин о грунт в массиве без нормального давления, кН;

A_2 - площадь среза грунта срезной пластиной, см²;

0,95 - коэффициент, учитывающий сопротивление грунта перед верхней гранью штампа-лопасти и срезной пластины.

Угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c определяют по графику, построенному по результатам не менее чем трех испытаний грунта поступательным срезом $\tau = f(p)$.

4. Испытание грунтов динамическим и статическим зондированием

4.1. Общие положения

Для определения характеристик деформационных и прочностных свойств грунтов, а также выделения границ между инженерно-геологическими элементами широко применяется метод зондирования. Его относят к числу наиболее простых способов исследования свойств грунтов, осуществляемых косвенным способом. Оно позволяет с доверительной степенью точности производить качественную относительную оценку состояния исследуемых грунтов. Зондирование основано на определении сопротивления погружению в грунт наконечника-зонда на глубину, превышающую его размеры.

В зависимости от способа приложения нагрузки различают динамическое и статическое зондирование. Области применения динамического и статического зондирования в зависимости от видов и состояния грунтов приведены в табл. 4.1. Механические свойства грунтов оцениваются сопоставлением обобщенных показателей зондирования с результатами изучения свойств грунтов другими методами. Обобщенные показатели зондирования получают на основании статической обработки частных значений, число которых должно быть не менее 6 для каждого слоя грунта. Основным и неотъемлемым элементом зондировочных испытаний является зонд, состоящий из зондировочного наконечника и штанг. В практике применяются различные формы наконечников: сферические, конические и плоские штампы, цилиндрические грунтоносы.

Наиболее широко применяются конические наконечники, так как конус является наиболее удачной формой осесимметричного режущего профиля, при введении которого в среде не возникают осложняющие явления (краевые напряжения, местные уплотнения и др.). Сопротивление грунта введению зонда называется общим сопротивлением зондированию и складывается из сопротивления прониканию наконечника и трения грунта о боковую поверхность штанг.

Зондирование является методом непрерывного по глубине исследования грунтов.

С помощью зондирования можно решить следующие задачи:

- установить характер напластования грунтов по глубине и простиранию;

- выявить слабые прослои, линзы;
- уточнить геологический разрез;
- установить границы насыпных слоёв, границы промерзания;
- оценить степень и характер однородности пород по составу;
- определить несущую способность слоёв;
- приблизительно оценить физико-механические свойства грунтов.

Таблица 4.1

**Области применения динамического и статического зондирования
в зависимости от видов и состояния грунтов**

Виды и состояния грунтов	Способ зондирования	
	динамический	статический
1. Все виды грунтов в мерзлом состоянии 2. Скальные 3. Крупнообломочные	Не допускается	
4. Песчаные и глинистые с содержанием крупнообломочных материалов V_0 в %	Не допускается при V_0 более 40%	Не допускается при V_0 более 25%
5. Песчаные: а) крупные, средней крупности, мелкие и пылеватые (влажные и маловлажные) б) крупные, средней крупности и мелкие (водонасыщенные)	Допускается	
в) пылеватые (водонасыщенные)	Не допускается *	Допускается
6. Глинистые (суглинки и глины) по консистенции: а) твердые, полутвердые и тугопластичные	Допускается	
б) мягкопластичные, текуче-пластичные и текучие	Не допускается *	Допускается
7. Песчаные водонасыщенные	При определении динамической устойчивости	
	Допускается	Не допускается

* Допускается по специально разработанной методике при проведении экспериментальных работ.

4.2. Динамическое зондирование грунтов конусом

Динамическое зондирование производят путем забивки в грунт зонда с одновременным измерением непрерывно (или через заданные интервалы по глубине) значений сопротивления грунта под наконечником. Этот метод обычно применяют в сочетании с другими видами инженерно-геологических исследований.

Преимуществом динамического зондирования является значительная величина силового воздействия, простота оборудования и производства работ, отсутствие анкерных устройств для восприятия реактивных сил. Динамическое зондирование позволяет исследовать грунты с высокими сопротивлениями прониканию конуса, а также производить испытания на площадках со слабым поверхностным слоем. Область применения динамического зондирования конусом ограничивается составом и сопротивляемостью (плотностью) пород. Метод неприменим в крупнообломочных грунтах, в песчано-глинистых породах с содержанием твердых включений более 40 %. Схема установки для динамического зондирования показана на рис. 4.1.

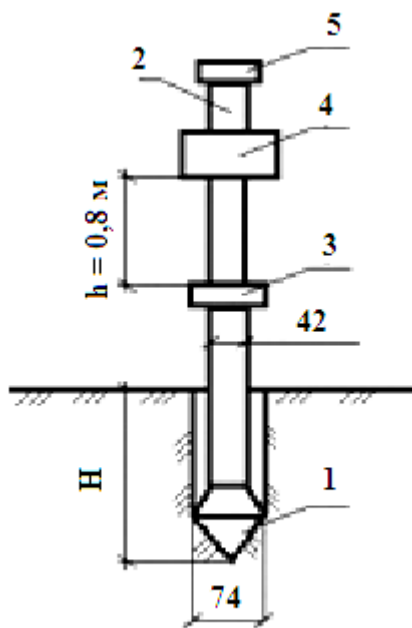


Рис. 4.1. Схема установки для испытания грунтов динамическим зондированием:

- 1 - конус с диаметром основания 74 мм и углом раскрытия 60°;
- 2 - штанга диаметром 42 мм; 3 – наковальня; 4 – ударник (молот) - 60 кг;
- 5 - устройство для регистрации количества ударов

Динамическое зондирование применяют для:

- выделения инженерно-геологических элементов (толщины слоев и линз, границ распространения грунтов различного состава и состояния);
- оценки пространственной изменчивости состава и свойств грунтов;

- определения глубины залегания кровли скальных и крупнообломочных грунтов;
- ориентировочной оценки физико-механических свойств грунтов;
- определения степени уплотнения и упрочнения грунтов во времени.

Особенность методики этого испытания заключается в том, что диаметр основания конуса больше диаметра штанги.

Глубину погружения зонда в грунт h от определенного числа ударов (залога) и число ударов N , затрачиваемых на интервал погружения зонда - 10 см принято называть показателем динамического зондирования.

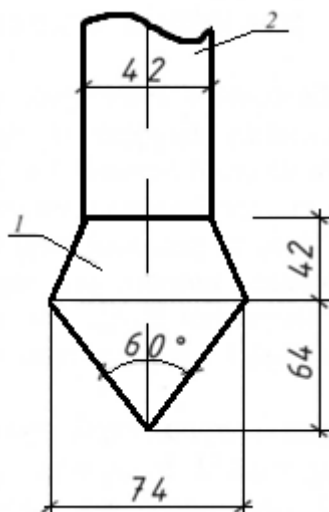


Рис.4.2. Конус для динамического зондирования грунтов
1 - конус, 2 - штанга

Так как диаметр основания конуса 74 мм, что больше диаметра штанги, то между штангой и стенкой скважины грунта образуется щель, что уменьшает трение штанг о грунт. Но по мере заглубления зонда эта щель заполняется грунтом, что не может не сказаться на результатах испытания и этот фактор нужно учитывать при обработке данных испытания. Существенным недостатком динамических испытаний является следующее. На протяжении опыта соотношение между весами зонда и ударника(молота) изменяются более чем в 2 раза. Следовательно, при постоянстве всех прочих условий и однородности грунтов число ударов на каждые 10 см погружения зонда с глубиной будут возрастать, что необходимо учитывать.

При динамическом зондировании измеряют глубину погружения зонда h от определенного числа ударов молота(залога) и вычисляют условное динамическое сопротивление грунта погружению зонда p_d .

В состав установки входят: зонд (разъемные трубы - штанги с коническим наконечником); ударное устройство (молот); наковальня; опорная рама с направляющими стойками; измерительное устройство (рис. 4.1).

В зависимости от величины условного динамического сопротивления грунта установки для зондирования подразделяются на три типа (табл. 4.2).

Таблица 4.2

Типы установок для динамического зондирования грунта

Тип установки	Удельная энергия зондирования A , Н/см(кгс/см)	Условное динамическое сопротивление грунта p_d , МПа(кгс/см ²)
Легкая	280(28)	менее 0,7(7)
Средняя	1120(112)	от 0,7 до 17,5(7-175)
Тяжелая	2800(280)	более 17,5(175)

Предварительное определение условного динамического сопротивления грунта производится по данным бурения или по фоновым материалам.

Ударное устройство установок должно отвечать требованиям, приведенным в табл. 4.3.

Таблица 4.3

Характеристики оборудования установок динамического зондирования

Оборудование	Ударное зондирование установкой		
	лёгкой	средней	тяжелой
Масса молота, кг	30	60	120
Высота падения молота, см	40	80	100
Частота ударов, уд/мин	20-50	15-30	15-30

Испытания грунта динамическим зондированием выполняют непрерывной забивкой зонда в грунт свободно падающим молотом. Перерывы в забивке зонда допускаются только для наращивания штанг зонда.

При ударном зондировании следует фиксировать глубину погружения зонда h от определенного числа ударов молота(залога). Число ударов в залоге следует принимать в зависимости от состава и состояния грунтов в пределах 1-20 ударов, исходя из глубины погружения зонда за залог 10-15 см, которая определяется с точностью $\pm 0,5$ см.

В процессе зондирования ведется контроль за вертикальностью погружения зонда в грунт.

При наращивании звеньев колонна штанг поворачивается вокруг оси по часовой стрелке с помощью штангового ключа. Сопротивление повороту

штанг, возникающее в результате трения штанг о грунт при крутящем моменте до $15 \text{ кН} \times \text{см}$, следует учитывать при обработке результатов испытания. При большем сопротивлении трению зонд извлекается из грунта и испытания повторяются в новой точке зондирования.

Данные о динамическом зондировании заносят в журнал (табл. 4.4).

Таблица 4.4

Журнал испытаний грунта методом динамического зондирования

Точка зондирования _____

Дата проведения испытаний _____

Начало _____

Окончание _____

Координаты точки _____

Абсолютная отметка точки _____

Глубина зондирования _____

Глубина погружения зонда, м	Число ударов в залоге, n	Глубина погружения зонда за залог, см	Поправочные коэффициенты		Исправленное число ударов в залоге $n \times K_1 \times K_2$	Удельная энергия зондирования A , Н/см	Условное динамическое сопротивление грунта p_d , МПа	Примечание
			K_1	K_2				

По данным измерений, полученным в процессе испытания, вычисляется условное динамическое сопротивление грунта p_d , МПа, по формуле

$$p_d = \frac{A \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot n}{h}, \quad (4.1)$$

где A - удельная энергия зондирования, Н/см, определяемая по табл. 4.2 в зависимости от типа установки;

K_1 - коэффициент учета потерь энергии при ударе молота о наковальню и на упругие деформации штанг, определяемый по табл. 4.5 в зависимости от типа установки и глубины погружения зонда;

K_2 - коэффициент учета потерь энергии на трение штанг о грунт, определяется в зависимости от усилия при повороте штанг.

При крутящем моменте $5 \text{ кН} \cdot \text{см}$ коэффициент $K_2=1$; от 5 до $15 \text{ кН} \cdot \text{см}$ K_2 определяется опытным путем по результатам двух параллельных испытаний ударным зондированием, одно из которых производят обычным способом, а

другое - в разбуhrиваемой с интервалами скважине. При отсутствии таких данных допускается для ориентировочных расчетов принимать значения K_2 по табл. 4.6;

n - число ударов молота в залоге;

h - глубина погружения зонда за залог, см.

Таблица 4.5

Значения коэффициента K_1 в зависимости от типа установки и глубины погружения зонда

Глубина погружения зонда, м	Коэффициент K_1 при установке		
	легкой	средней	тяжелой
Св. 0,5 до 1,5 включ.	0,49	0,62	0,72
Св. 1,5 до 4,0 включ.	0,43	0,56	0,64
Св. 4,0 до 8,0 включ.	0,37	0,48	0,57
Св. 8,0 до 12,0 включ.	0,32	0,42	0,51
Св. 12,0 до 16,0 включ.	0,28	0,37	0,46
Св. 16,0 до 20 включ.	0,25	0,34	0,42

Таблица 4.6

Значения коэффициента K_2 , учитывающего потери энергии на трение штанг о грунт

Глубина погружения зонда, м	Коэффициент K_2 для грунтов	
	песчаных	глинистых
Св. 0,5 до 1,5 включ.	1,00	1,00
Св. 1,5 до 4,0 включ.	0,92	0,83
Св. 4,0 до 8,0 включ.	0,84	0,75
Св. 8,0 до 12,0 включ.	0,76	0,67
Св. 12,0 до 16,0 включ.	0,68	0,59
Св. 16,0 до 20 включ.	0,60	0,50

Вычислив условное динамическое сопротивление грунта для различных глубин погружения зонда по формуле (4.1), строится ступенчатый график изменения этого сопротивления по глубине зондирования (рис.4.3).

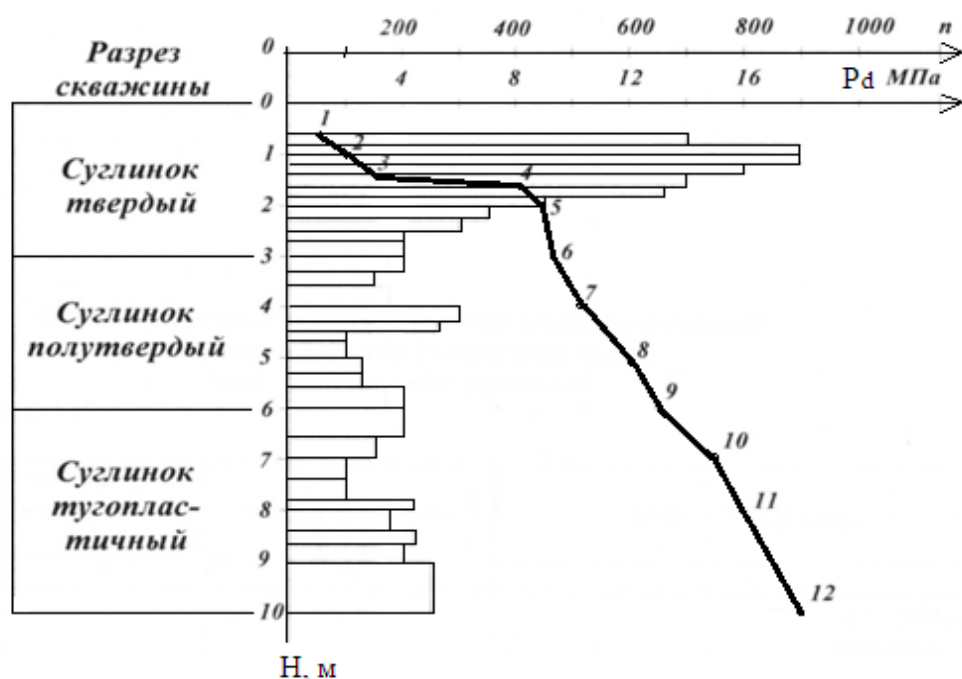


Рис. 4.3. График результатов испытания грунта динамическим зондированием конусом в зависимости от глубины зондирования:

n - число ударов молота; p_d - условное динамическое сопротивление грунта;
 1 - номер точки, указывающий число ударов в залоге нарастающим итогом

На рис. 4.3 можно видеть, что показатель зондирования p_d изменяется с глубиной в зависимости от плотности и влажности грунтов строительной площадки. Так, для твердых суглинков он выше, достигает 17 МПа, а с глубиной он уменьшается, так как здесь в суглинках влажность увеличивается, и их консистенция изменяется от полутвердой до тугопластичной.

Как отмечалось выше, способ динамического зондирования не дает возможности прямого определения физико-механических свойств грунта. Для их определения требуется применять прямые методы лабораторных и полевых исследований грунтов. На основе этих методов устанавливаются связи с показателями динамического зондирования. Необходимо отметить, что динамическое зондирование может лишь приближенно характеризовать физико-механические свойства грунтов. Этот способ не может быть эффективно использован на площадках, геологическое строение которых изучено недостаточно. Динамическое зондирование позволяет выявлять в однородных по литологическому составу песчаных грунтах участки, отличающиеся по плотности сложения, и оконтуривать их.

В табл. 4.7 приводятся данные коррекционных связей между показателем динамического зондирования p_d песчаных грунтов и их углами внутреннего трения φ .

Таблица 4.7

**Значение углов внутреннего трения φ песчаных грунтов
по данным динамического зондирования**

Песок	Значение φ , град, при p_d , МПа					
	2	3,5	7	11	14	17,5
Крупный и средней крупности	30	33	36	38	40	41
Мелкий	28	30	33	35	37	38
Пылеватый	26	28	30	32	34	35

Строительные нормы и правила требуют [17] для сооружений I и II уровня ответственности обязательное сопоставление данных зондирования с результатами испытаний тех же грунтов на срез. Для сооружений III уровня ответственности допускается определять φ только по результатам зондирования.

4.3 Статическое зондирование грунтов при помощи зондов

Статическое зондирование грунтов является одним из наиболее эффективных методов исследования грунтов в условиях их естественного залегания. По результатам статического зондирования можно определить: вид грунта, характер его напластования, степень неоднородности залегания в плане и по глубине; плотность и угол внутреннего трения песчаных грунтов; модуль деформаций грунтов; нормативное давление на грунт; несущую способность свай.

Все эти показатели свойств грунта не могут быть непосредственно определены статическим зондированием. Они должны сопровождаться прямыми методами определения физико-механических свойств грунта на основе лабораторных и полевых методов их исследования. Сопоставляя данные статического зондирования и физико-механические свойства грунта, находят связь между ними.

Считают, что статическое зондирование, в силу непрерывности и плавности приложения нагрузки и течения деформации, приносит более надежные результаты, чем динамическое зондирование, поэтому этот метод предпочтительнее при определении физико-механических характеристик грунтов.

К недостаткам статического зондирования следует отнести сложность оборудования и его обслуживания, необходимость в специальных устройствах для восприятия реактивного сопротивления грунта и в связи с

этим некоторую ограниченность применимости метода. Статическое зондирование неприменимо в мерзлых и крупнообломочных грунтах и грунтах, содержащих более 25 % крупнообломочного материала. При этом размер этих включений не должен превышать 1/5 диаметра конуса.

Испытание грунтов методом статического зондирования проводят с помощью специальных установок, обеспечивающих вдавливание зонда в грунт. При статическом зондировании применяют зонды двух типов (рис. 4.4).

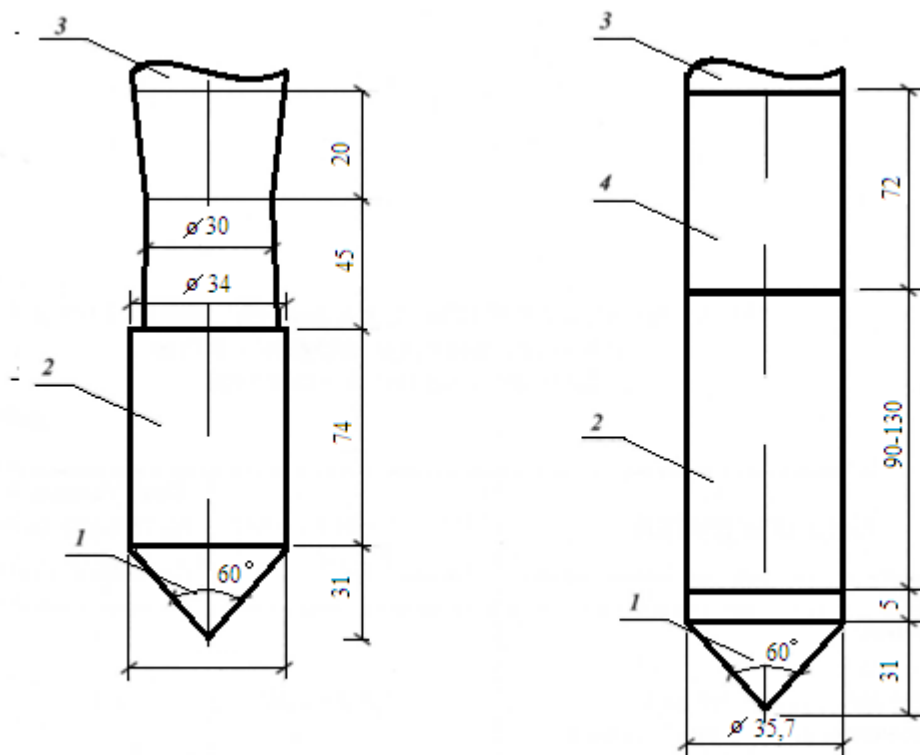


Рис. 4.4. Схемы конструкций зондов для статического зондирования грунтов:

1- корпус, 2 - кожух, 3 - штанга, 4 - муфта трения

Оба зонда снабжены конусом с углом при его вершине 60° . Наконечник зонда II типа отличается тем, что имеет муфту трения и может измерять удельное сопротивление грунта на боковой поверхности зонда. При статическом зондировании по данным измерения сопротивления грунта на боковой поверхности зонда определяют: удельное сопротивление грунта под наконечником (конусом) зонда q_c ; общее сопротивление грунта на боковой поверхности Q_s - для зонда I типа; удельное сопротивление грунта на участке боковой поверхности (муфте трения) зонда f_s - для зонда II типа.

При статическом зондировании возможно измерение порового давления в грунте. Для этого наконечники должны быть оборудованы специальными датчиками.

В состав установки для статического зондирования входят: зонд (набор штанг и конический наконечник); устройство для вдавливания и извлечения

зонда; опорно-анкерное устройство; устройство для измерения нагрузки и показателей сопротивления грунта.

В зависимости от усилий, необходимых для вдавливания зонда в различных грунтовых условиях, и диапазонов измеряемых показателей сопротивления грунта установки подразделяются на три типа (табл. 4.8).

Таблица 4.8

Классификация установок для статического зондирования грунта

Тип установки	Предельное усилие вдавливания и извлечения зонда, кН	Диапазоны показателей сопротивления грунта		
		q_c , МПа	f_s , кПа	Q_s , кН
Легкая	До 50 включ.	0,5-10	2-100	0,5-10
Средняя	Св.50 до 100 включ.	1-30	5-200	1-30
Тяжелая	Св.100	1-50	10-500	2-60

Периодически должны проверяться прямолинейность штанг и износ конуса. Уменьшение высоты конуса наконечника не должно превышать 5 мм, а уменьшение его диаметра - 0,3 мм. Основная погрешность измерительных приборов должна быть не более: 5 % - при измерении прикладываемой нагрузки; 10 % - при измерении показателей сопротивления грунта, но не более 5 % максимально измеренного значения; 1,0 см - при измерении глубины погружения зонда.

Измерительные приборы необходимо тарировать в соответствии с паспортными данными.

Подготовка к работе установки для испытания грунта статическим зондированием выполняется в соответствии с требованиями инструкции по ее эксплуатации.

Статическое зондирование выполняется путем непрерывного вдавливания зонда в грунт. При погружении зонда следят за вертикальностью его спуска.

Перерывы в погружении возможны только для наращивания штанг зонда. В процессе погружения регистрируются показатели сопротивления грунта непрерывно или с интервалом по глубине погружения зонда не более 0,2 м. Скорость погружения зонда в грунт должна быть $(1,2 \pm 0,3)$ м/мин.

Испытания заканчиваются после достижения заданной глубины погружения или предельных усилий вдавливания зонда в грунт, указанных в табл. 4.8. По окончании испытаний зонд извлекается из грунта, а скважину тампонируют.

Данные испытаний заносят в журнал (табл. 4.9).

Журнал испытаний грунта методом статического зондирования

Дата зондирования _____

Начало _____

Окончание _____

Координаты точки _____

Абсолютная отметка точки _____

Глубина зондирования _____

Расстояние до ближайшей выработки _____

Схема расположения точки _____

Глубина погружения зонда, см	Сопротивление грунта по показаниям прибора		Удельное сопротивление грунта под наконечником зонда q_c , МПа	Удельное сопротивление на муфте трения зонда f_s , кПа	Общее сопротивление грунта Q , кН	Общее сопротивление грунта на боковой поверхности зонда Q_s , кН	Примечание
	под наконечником	по боковой поверхности					

По данным измерения, полученным в процессе испытаний, вычисляются значения Q_s (для зонда I типа), q_c , f_s (для зонда II типа) и строятся графики изменения этих величин по глубине зондирования (рис. 4.5 и 4.6).

После зондирования сравниваются показатели зондирования грунта с его физико-механическими свойствами и устанавливается взаимосвязь между ними, если она имеется. При этом нужно помнить, что зависимость отдельных физико-механических свойств грунтов от их сопротивления погружению конуса носит приблизительный характер. Так, например, сопротивление грунта погружению конуса в песках зависит от их плотности, соотношения вертикального и горизонтального давлений, давления покрывающих пластов, степени водонасыщения, формы зерен песка, их шероховатости, наличия цементации. Однако это замечание относится не только к методу статического зондирования, но и любым другим методам определения физико-механических свойств грунтов. Поэтому при изысканиях необходимо производить параллельно зондированию исследование свойств грунтов (плотности, угла внутреннего трения, модуля деформаций и других) традиционными методами.

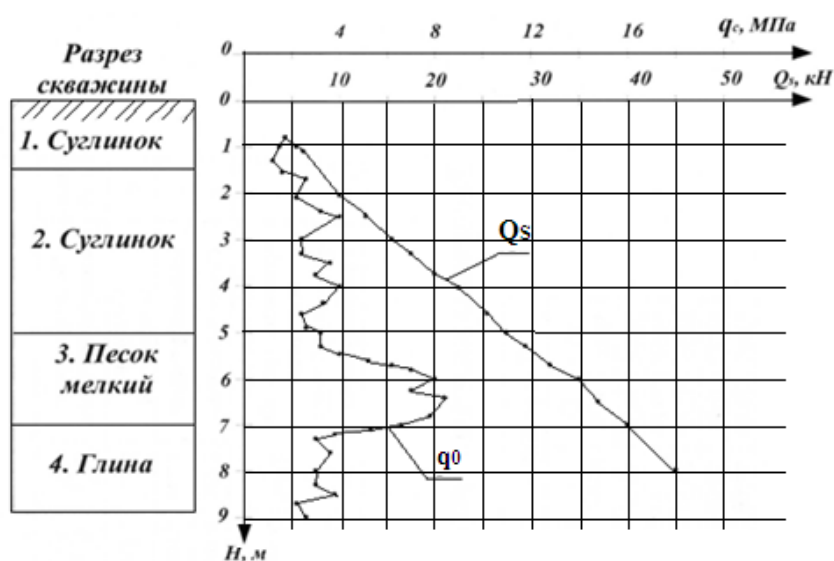


Рис. 4.5. График зондирования грунта зондом I типа:
 q_c - удельное сопротивление грунта под наконечником зонда, МПа;
 Q_s - общее сопротивление грунта на боковой поверхности зонда, кН.

Масштаб графика по вертикали для H 1 см – 1м;
 по горизонтали для q_c 1 см – 2 МПа;
 для Q_s 1 см – 5 кН.

При использовании в зондировании грунтов наконечников II типа строятся графики изменения с глубиной удельного сопротивления грунта q_c в МПа и удельного сопротивления на муфте трения f_s в кПа (рис. 4.6).

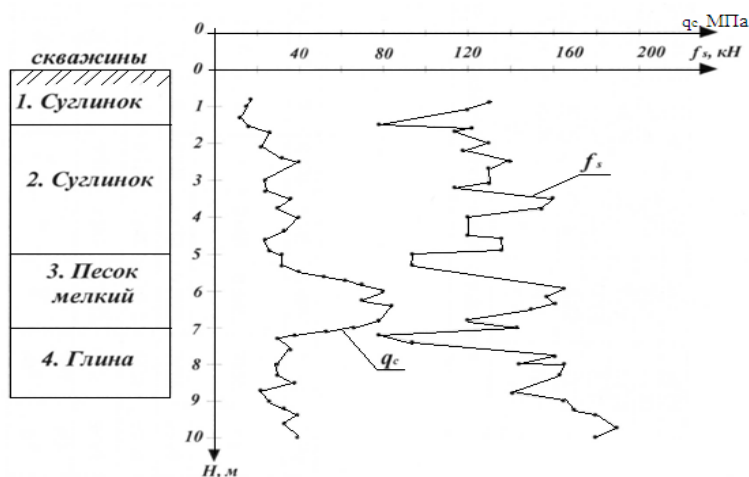


Рис. 4.6. График зондирования грунта зондом II типа:
 q_c - удельное сопротивление грунта под наконечником зондов, МПа;
 f_s - удельное сопротивление грунта на муфте трения зонда, кПа

5. Определение расчетных характеристик механических свойств грунтов

Различают нормативные и расчетные значения механических характеристик грунтов.

Для определения нормативной характеристики грунта находят среднее арифметическое значение результатов частных определений этой характеристики.

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i, \quad (5.1)$$

где n - число определений характеристики (объем выборки);

X_i - частные значения определяемой характеристики.

В качестве нормативной характеристики обычно принимают ее среднее арифметическое значение $X_n = \bar{X}$.

Из-за ограниченного количества определений нормативное значение характеристики всегда отклоняется на какую-то неопределенную величину от истинного искомого значения (математического ожидания). Следовательно, нормативное значение содержит некоторую погрешность.

Чтобы снизить ее влияние, в расчетах используются не нормативные, а расчетные характеристики механических свойств грунтов.

Расчетная характеристика грунта X определяется делением соответствующей нормативной X_n на коэффициент надежности по грунту γ_g :

$$X = X_n / \gamma_g. \quad (5.2)$$

Нормативные значения угла внутреннего трения φ_n , удельного сцепления C_n и модуля деформации E_n допускается принимать по таблицам СП50-101-2004[19].

Расчетные деформационные характеристики грунта допускается принимать равными их нормативным значениям. При этом в полевых условиях при определении модуля деформации можно ограничиться тремя штамповыми испытаниями (или даже двумя, если их результаты отличаются от среднего не более чем на 25 %).

Расчетные значения прочностных характеристик грунта (угла внутреннего трения φ , удельного сцепления c) устанавливаются в зависимости от изменчивости этих характеристик, числа определений и значения доверительной вероятности. Они определяются не непосредственно из опытов, а после построения графиков $\tau_{пр} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$. При этом учет естественного разброса опытных точек при аппроксимации их линейной зависимости производится обработкой экспериментальных данных методом наименьших квадратов. Тогда нормативные значения параметров прямой

$\text{tg}\varphi_n$ и C_n находятся по формулам

$$\text{tg}\varphi_n = \frac{1}{\Delta} \left(n \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i - \sum_{i=1}^n \tau_i \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_i \right), \quad (5.3)$$

$$C_n = \frac{1}{\Delta} \left(\sum_{i=1}^n \tau_i \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_i \right), \quad (5.4)$$

где n - число экспериментов по определению предельного сопротивления сдвигу τ_i при данных нормативных напряжениях σ_i ;

Δ - общий знаменатель этих выражений:

$$\Delta = n \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2. \quad (5.5)$$

Расчетные значения прочностных характеристик определяются по формуле (5.2), где коэффициент надежности по грунту устанавливается в зависимости от изменчивости этих характеристик и вычисляется из выражения

$$\gamma_g = 1/(1 \pm \delta), \quad (5.6)$$

где δ – доверительный интервал, характеризующий область вокруг среднего значения (в данном случае среднего арифметического), в пределах которого с заданной вероятностью α находится «истинное» (генеральное) среднее значение.

Знак перед показателем δ выбирают так, чтобы обеспечить большую надежность расчета.

Для $\text{tg}\varphi$ и c

$$\delta = t_\alpha \cdot V, \quad (5.7)$$

где t_α - коэффициент, зависящий от заданной вероятности (надежности) α и числа определений n ;

V - коэффициент вариации определяемой характеристики, который вычисляется по формуле

$$V = \sigma / X_n, \quad (5.8)$$

где X_n - нормативные значения характеристики;

σ - среднее квадратичное отклонение, определяемое для $\text{tg}\varphi$ и c

$$\sigma_{\text{tg}\varphi} = \sigma_\tau \cdot \sqrt{n/\Delta}, \quad (5.9)$$

$$\sigma_c = \sigma_\tau \cdot \sqrt{\frac{1}{\Delta} \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_i^2}, \quad (5.10)$$

где $\sigma_\tau = \sqrt{\frac{1}{n-2} \cdot \sum_{i=1}^n (\sigma_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_n + C_n - \tau_i)^2},$

Δ - определяется по формуле (5.5).

Зная показатель δ для определяемой расчетной характеристики, по формуле (5.6) рассчитывают коэффициент надежности по грунту γ_g и по формуле (5.2) определяют расчетные характеристики грунта.

При расчетах по первой группе предельных состояний (по несущей способности) расчетные характеристики определяют при доверительной вероятности $\alpha = 0,95$ и обозначают как $\operatorname{tg} \varphi_I, c_I$.

При расчетах по второй группе предельных состояний (по деформациям) расчетные характеристики определяют при $\alpha = 0,85$ и обозначают как $\operatorname{tg} \varphi_{II}, c_{II}$.

Такое различие объясняется тем, что потеря устойчивости грунта опаснее осадки. Принятые доверительные вероятности означают, что в первом случае только 5 %, а во втором – 15 % значений частных определений будут больше или меньше принятого значения искомой характеристики.

Нормативные значения угла внутреннего трения φ_n , удельного сцепления c_n и модуля деформации E допускается принимать по таблицам СП 50-101-2004 [19]. Расчетные характеристики в этом случае принимают при следующих значениях коэффициента надежности по грунту:

в расчетах оснований по деформациям $\gamma_g = 1$;

в расчетах оснований по несущей способности:

для удельного сцепления $\gamma_{g(c)} = 1,5$;

для угла внутреннего трения песчаных грунтов $\gamma_{g(\varphi)} = 1,1$;

то же глинистых грунтов $\gamma_{g(\varphi)} = 1,15$.

Для отдельных районов допускается пользоваться региональными таблицами характеристик грунтов, специфических для этих районов, приведенными в территориальных строительных нормах.

Заключение

Правильная оценка прочностных свойств грунтов способствует рациональному выбору конструкций фундаментов и их оснований. При проектировании ответственных сооружений в обязательном порядке необходимо проводить полевые испытания грунтов в условиях их природного залегания. При определении механических характеристик грунтов следует строго соблюдать режим испытаний. Как уже отмечалось, соотношение объемов лабораторных и полевых методов исследований грунтов должно зависеть от целей и задач изысканий, сложности инженерно-геологических и гидрогеологических условий, а также технических возможностей.

Опыт показывает, что комплексное исследование физико–механических свойств грунтов, включающее классические лабораторные и полевые методы, является наиболее целесообразным. Это дает возможность наиболее полно и достоверно определить свойства грунтов.

Методика полевых исследований должна соответствовать расчетным моделям классической механики грунтов. Важно помнить решаемую задачу и знать возможности прямолинейных методов полевых исследований грунтов. Развитие механики грунтов, совершенствование методов расчета, разработка нелинейных моделей поведения грунтов требуют более точных и строгих методов определения физико–механических характеристик грунтов. В связи с этим исследователям предстоит большая работа по переоснащению производственных и исследовательских лабораторий современным оборудованием и внедрению более совершенных методов исследования свойств грунтов.

В настоящее время при выполнении полевых исследований грунтов все шире применяются ЭВМ.

Это позволит значительно сократить затраты на эти исследования и повысить их достоверность.

Правильная оценка механических свойств грунтов позволяет максимально использовать несущую способность грунтов и достаточно точно определить их деформации, что является залогом безопасных и экономичных решений в фундаментостроении.

Поэтому современный инженер–строитель должен знать и уметь правильно оценивать инженерно–геологические условия площадки строительства и физико–механические свойства грунтов. Это позволит ему надежно и качественно выполнять работы нулевого цикла от подготовки оснований до возведения фундаментов зданий и сооружений.

Библиографический список рекомендуемой литературы

1. Алексеев, В.М. Проектирование оснований и фундаментов сельскохозяйственных зданий и сооружений / В.М. Алексеев, П.И. Калугин. - Воронеж: изд-во ВГУ, 2001. - 528 с.
2. Алексеев, В.М. Фундаменты зданий и подземных сооружений / В.М. Алексеев, П.И. Калугин. Воронеж. изд. гос. арх.-строит. ун-т, 2005. – 324 с.
3. Ананьев, В.П. Основы грунтоведения / В.П. Ананьев. Ростовский гос. строит. ун-т Ростов-на-Дону, 1999. – 43 с.
4. ГОСТ 25100-96. Грунты. Классификация. – М., 1996.
5. ГОСТ 12071-2000. Грунты. Отбор, упаковка, транспортирование и хранение образцов. М., 2000.
6. ГОСТ 20276-99. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформативности. – М., 2000.
7. ГОСТ 21719-80. Методы полевых испытаний на срез в скважинах и массиве. - М., 1980.
8. ГОСТ 19912-2001. Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием. - М., 2001.
9. ГОСТ 20069-81. Грунты. Методы полевых испытаний статическим зондированием. - М., 1981.
10. ГОСТ 23741-79. Грунты. Методы полевых испытаний на срез в горных выработках. - М., 1979.
11. ГОСТ 25260-82. Порода горные. Метод полевого испытания пенетрационным каротажом. - М., 1982.
12. ГОСТ 23278-78. Грунты. Методы полевых испытаний проницаемости. - М., 1982.
13. ГОСТ 30672-99. Грунты. Полевые испытания. Общие положения. - М., 1999.
14. ГОСТ 20522-96. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. – М., 1996.
15. Далматов, Б.И. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений / Б.И. Далматов. - СПб; 2006. – 428 с.
16. Дудлер, И.В. Комплексные исследования грунтов полевыми методами. / И.В. Дудлер. – М.: Стройиздат, 1979. – 132 с.
17. Лалетин, Н.В. Основания и фундаменты / Н.В. Лалетин. - М., 1970. – 350с.
18. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). М.: Стройиздат, 1989. – 414 с.
19. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. - М., 2005. – 130 с.
20. Сидоров, Н.Н. Современные методы определения характеристик механических свойств грунтов. / Н.Н. Сидоров, В.П. Сипидин. – Л.: 1972, 136 с.
21. Основания, фундаменты и подземные сооружения: справочник проектировщика / Е.А. Сорочан, Ю.Г. Трофименков. – М.: Интеграл, 2007. - 479 с.

Приложения

Приложение 1

Таблица П.1.1

**Нормативные значения удельного сцепления C_n , кПа (кгс/см²),
угла внутреннего трения φ_n , град, и модуля деформации E , МПа
(кгс/см²), песчаных грунтов четвертичных отложений**

Наименование песчаных грунтов	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	C_n	2(0,02)	1(0,01)	-	-
	φ_n	43	40	38	-
	E				
Средней крупности	C_n	3(0,03)	2(0,02)	1(0,01)	-
	φ_n	40	38	35	-
	E				
Мелкие	C_n	6(0,06)	4(0,04)	2(0,02)	-
	φ_n	38	36	32	28
	E				
Пылеватые	C_n	8(0,08)	6(0,06)	4(0,04)	2(0,02)
	φ_n	36	34	30	26
	E	39(390)	28(280)	18(180)	11(110)

Примечание. Если значения e грунтов выходят за пределы, предусмотренные таблицей, характеристики C_n , φ_n и E следует определять по данным непосредственных испытаний.

Таблица П.1.2

**Нормативные значения удельного сцепления C_n , кПа (кгс/см²), угла внутреннего трения φ_n , град,
глинистых нелёссовых грунтов четвертичных отложений**

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателей текучести		Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq J_L \leq 0,25$	C_n	21(0,21)	17(0,17)	15(0,15)	13(0,13)	-	-	-
		φ_n	30	29	27	24	-	-	-
	$0,5 < J_L \leq 0,75$	C_n	19(0,19)	15(0,15)	13(0,13)	11(0,11)	9(0,09)	-	-
		φ_n	28	26	24	21	18	-	-
Суглинки	$0 < J_L \leq 0,25$	C_n	47(0,47)	37(0,37)	31(0,31)	25(0,25)	22(0,22)	19(0,19)	-
		φ_n	26	25	24	23	22	20	-
	$0,25 < J_L \leq 0,5$	C_n	39(0,39)	34(0,34)	28(0,28)	23(0,23)	18(0,18)	15(0,15)	-
		φ_n	24	23	22	21	19	17	-
	$0,5 < J_L \leq 0,75$	C_n	-	-	25(0,25)	20(0,20)	16(0,16)	14(0,14)	12(0,12)
		φ_n	-	-	19	18	16	14	12
Глины	$0 < J_L \leq 0,25$	C_n	-	81(0,81)	68(0,68)	54(0,54)	47(0,47)	41(0,41)	36(0,36)
		φ_n	-	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < J_L \leq 0,5$	C_n	-	-	57(0,57)	50(0,50)	43(0,43)	37(0,37)	32(0,32)
		φ_n	-	-	18	17	16	14	11
	$0,5 < J_L \leq 0,75$	C_n	-	-	45(0,45)	41(0,41)	36(0,36)	33(0,33)	29(0,29)
		φ_n	-	-	15	14	12	10	7

Таблица П.1.3

Нормативные значения модуля деформации глинистых нелёссовых грунтов

Происхождение и возраст грунтов		Наименование грунтов и их показатель теку- чести		Модуль деформаций грунтов E , МПа(кгс/см ²), при коэффициенте пористости e равном											
				0,25	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6	
Четвертичные отложения	Аллювиальные Делювиальные Озерные Озерно- аллювиальные	Супеси	$0 \leq J_L \leq 0,75$	-	32(320)	24(240)	16(160)	10(100)	7(70)	-	-	-	-	-	
		Суглинки	$0 \leq J_L \leq 0,25$	-	34(340)	27(270)	22(220)	17(170)	14(140)	11(110)	-	-	-	-	
			$0,25 < J_L \leq 0,5$	-	32(320)	25(250)	19(190)	14(140)	11(110)	8(80)	-	-	-	-	
			$0,5 < J_L \leq 0,75$	-	-	-	17(170)	12(120)	8(80)	6(60)	5(50)	-	-	-	-
		Глины	$0 \leq J_L \leq 0,25$	-	-	28(280)	24(240)	21(210)	18(180)	15(150)	12(120)	-	-	-	-
			$0,25 < J_L \leq 0,5$	-	-	-	21(210)	18(180)	15(150)	12(120)	9(90)	-	-	-	-
			$0,5 < J_L \leq 0,75$	-	-	-		15(150)	12(120)	9(90)	7(70)	-	-	-	-
	Флювио- гляциальные	Супеси	$0 \leq J_L \leq 0,75$	-	33(330)	24(240)	17(170)	11(110)	7(70)	-	-	-	-	-	
		Суглинки	$0 \leq J_L \leq 0,25$	-	40(400)	33(330)	27(270)	21(210)	-	-	-	-	-	-	
			$0,25 < J_L \leq 0,5$	-	35(350)	28(280)	22(220)	17(170)	14(140)	-	-	-	-	-	
			$0,5 < J_L \leq 0,75$	-	-	-	17(170)	13(130)	10(100)	7(70)	-	-	-	-	-
	Морские	Супеси Суглинки	$J_L \leq 0,5$	75(750)	55(550)	45(450)	-	-	-	-	-	-	-	-	
Юрские отложения		Глины	$0 \leq J_L \leq 0,25$	-	-	-	-	-	-	27(270)	25(250)	22(220)	-	-	
			$0,25 < J_L \leq 0,5$	-	-	-	-	-	-	-	24(240)	22(220)	19(190)	15(150)	-
			$0,5 < J_L \leq 0,75$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16(160)	12(120)	10(100)

Расчетное сопротивление R_o крупнообломочных грунтов

Крупнообломочные грунты	Значения R_o , кПа (кгс/см ²)	Крупнообломочные грунты	Значения R_o , кПа(кгс/см ²)
Галечниковые (щебенистые) с заполнителем: песчаным	600(6)	Гравийные (дресвяные) с заполнителем: песчаным	500(5)
с глинистым при показателе текучести: $I_L < 0,5$	450(4,5)	с глинистым при показателе текучести: $I_L < 0,5$	400(4)
$0,5 < I_L \leq 0,75$	400(4,0)	$0,5 < I_L \leq 0,75$	350(3,5)

Таблица П.2.2

Расчетное сопротивление R_o песчаных грунтов

Пески	Значения R_o , кПа(кгс/см ²) в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600(6)	500(5)
Средней крупности	500(5)	400(4)
Мелкие: маловлажные	400(4)	300(3)
влажные и насыщенные водой	300(3)	200(2)
Пылеватые: маловлажные	300(3)	250(2,5)
влажные	200(2)	150(1,5)
насыщенные водой	150(1,5)	100(1)

Таблица П.2.3

Расчетное сопротивление R_0 глинистых (непросадочных) грунтов

Пылевато-глинистые грунты	Коэффициент пористости e	Значения R_0 , кПа, при показателе текучести	
		$I_L=0$	$I_L=1$
Супеси	0,5	300(3)	300(3)
	0,7	250(2,5)	200(2)
Суглинки	0,5	300(3)	250(2,5)
	0,7	250(2,5)	150(1,5)
	1,0	200(2)	100(1)
Глины	0,5		
	0,6		
	0,8		
	1,1		

Таблица П.2.4

Расчетные сопротивления R_0 глинистых просадочных грунтов

Грунты	Значения R_0 , кПа, просадочных грунтов			
	природного сложения с плотностью в сухом состоянии ρ_d , м/м ³		уплотненных с плотностью в сухом состоянии ρ_d , м/м ³	
	1,35	1,55	1,0	1,7
Супеси			200(2)	250(2,5)
Суглинки			250(2,5)	300(3)

Примечание. В числителе - значения R_0 , относящиеся к незамоченным грунтам с $Sr \leq 0,5$; в знаменателе – R_0 , относящиеся с таким же грунтам и $Sr \geq 0,8$, а также к замоченным просадочным грунтам.

Расчетные сопротивления R_0 насыпных грунтов

Характеристика насыпи	Значения R_0 , кПа			
	Пески крупные, средней крупности, мелкие и т.п. при S_r		Пески пылеватые, супеси, суглинки и т.п. при S_r	
	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$
Насыпи, возведенные с уплотнением	250(2,5)	200(2)	180(1,8)	150(1,5)
Отвалы грунтов: с уплотнением	250(2,5)	200(2)	180(1,8)	150(1,5)
без уплотнения	180(1,8)	150(1,5)	120(1,2)	100(1)
Свалки грунтов: с уплотнением	150(1,5)	120(1,2)	120(1,2)	100(1)
без уплотнения	120(1,2)	100(1)	100(1)	80(0,8)

Примечание. Для неслежащихся отвалов и свалок грунтов и отходов производств значения R_0 принимают с коэффициентом 0,8.

**Общая классификация полевых методов инженерно-геологического
изучения грунтов**

Метод	Класс	Группа	Подгруппа	Виды
I. Обследование и описание	Дистанционно-обзорные	Аэрометрические	Визуальные	Аэровизуальные наблюдения
			Инструментальные	Аэрофотосъемка
	Местные	Наземные	Маршрутные	Маршрутная съемка (площадная, масштабная)
			Локальные	Описание естественных отложений, горных выработок, котлованов
II. Разведка и опробование	Геофизические	Радиоизотопные	Некаротажные	Поглощение: -гамма-излучения; -рассеянного гамма-излучения; -рассеянного нейтронного излучения;
			Каротажные	Гамма-каротаж. Гамма-гамма-каротаж. Нейтрон-нейтронный каротаж
		Физических процессов	Электроразведка	Электропрофилирование. Вертикальное элетрозондирование
			Сейсморазведка	Сейсмозондирование. Сейсмопросвечивание. Сейсмокаротаж
	Проходческие (с отбором проб)	Буровые	Скважинные	Бурение скважины сплошным забоем. Бурение скважины кольцевым забоем
III. Испытания	Экспрессные	Зондировочные	Динамические	Динамическое зондирование конусом. Динамическое зондирование пробоотборником. Вибрационное зондирование конусом
			Статические	Статическое зондирование конусом. Статическое зондирование сваей
		Пенетрационные	Пенетрационно-каротажные	Надводные пенетрационнокаротажные исследования. Подводные пенетрационнокаротажные исследования
			Микропенетрационные	Микропенетрационное испытание пород в обнажениях и выработках. Микропенетрационное испытание керна и монолитов

Метод	Класс	Группа	Подгруппа	Виды
III. Испытания	Опытные	Статические	Деформационные	Статические нагрузки на штамп в шурфах и в скважинах. Прессиометрические испытания
			Прочностные	Сдвиг целиков по заданной плоскости. Сдвиг целиков обрушением призм. Сдвиг целиков выдавливанием призм. Сдвиг целиков раздавливанием призм. Сдвиг по заданной поверхности лопастными приборами в скважинах. Сдвиг штампа по грунту
		Динамические	Вибрационные	Виброштамповые
			Импульсные	Стандартный камуфлетный взрыв, взрывное зондирование
		Фильтрационные	Фильтрационные	Опытные откачки
			Инфильтрационные	Налив воды в шурф. Нагнетание воды в скважины
		Модельно-конструктивные	Испытания опытных фундаментов	Статические и динамические нагружения. Сдвиги нагруженных блоков
			Испытания свай	Статические. Динамические
		Модельно технологические	Испытание оснований	Опытное замачивание. Опытное уплотнение. Опытное укрепление. Опытное оттаивание.
			Опытное возведение фрагмента сооружения	Опытный намыв, отсыпка, уплотнение и закрепление грунтов. Опытная выемка и водопонижение
IV. Натуральные наблюдения	Натурные наблюдения на застроенных территориях	Стационарные режимы	Гидрогеологические	Измерение влажности грунтов в зоне аэрации. Замеры уровней подземных вод. Определение химического состава подземных вод. Измерение температуры подземных вод
			Тензометрические	Замеры напряжений. Замеры параметров динамических воздействий. Замеры порового давления воды
			Геодезические	Замеры осадок и горизонтальных смещений, кренов, прогибов и т.д.
			Визуальные	Наблюдения за состоянием откосов земляных плотин и дамб
			Геодезические	Замеры деформаций и перемещений сооружений
			Грунтоведческие	Определение изменений состава и состояния грунтов. Изучение процесса консолидации грунтов. Изучение динамики изменения свойств грунтов

Приложение 4

Основные виды полевых исследований грунтов и условия их применения

Вид исследования	Задачи исследования						Грунт			ГОСТ
	Расчленение геологического разреза	Установление закономерностей	Определение				Крупнообломочный	Песчаный	Глинистый	
			физических характеристик	деформационных характеристик	прочностных характеристик	показателей сопротивления грунтов основания				
Статическое зондирование	+	+	+	+	+	+	-	+	+	20069-81
Динамическое зондирование	+	+	+	+	+	-	-	+	+	19912-81
Испытание штампами	-	-	-	+	-	-	+	+	+	20276-99
Испытание прессиометрами	-	+	-	+	-	-	-	+	+	20276-99
Испытание на срез целиков грунта	-	-	-	-	+	-	+	+	+	23741-79
Вращательный срез или кольцевой срез	-	+	-	-	+	-	-	-	-	21719-80
Поступательный срез	-	+	-	-	+	-	-	+	+	21719-80
Испытание эталонной сваи	-	-	-	-	-	+	+	+	+	24942-81
Испытание сваями	-	-	-	-	-	+	+	+	+	5686-78
Условия обозначения : «+» - исследования рекомендованы; «-» - исследования не выполняют										

Приложение 5

Применение сдвиговых установок при испытаниях грунта для схем КД и НН сдвигов

Грунты	Установка для испытаний по фиксированной (плоской) поверхности сдвига целика грунта с площадью среза, см ²		Клиновые обоймы	Обрушение, выпирание
	600	1200		
Крупнообломочные	КД	КД	-	КД
Крупные и средние пески, глинистые грунты при $J_L \leq 0,25$	КД	КД	КД	КД
Мелкие и пылеватые пески, глинистые с $0,25 \leq J_L \leq 0,75$	НН	НН	КД, НН	-
Глинистые с $J_L > 0,75$	НН	НН	КД, НН	-
Наибольшее (в % по массе) содержание включений частиц размером от 2 до 10 мм	Не ограничено	Не ограничено	50	Не ограничено
Наибольший размер крупных включений, мм	50	80	15	80

Области использования методов полевых испытаний нескальных грунтов в зависимости от их вида и состояния

Методы испытаний	Область применения	Определяемые показатели
Штампами	Для всех видов нескальных грунтов. Для песков пылеватых (рыхлых и влажных), а также глинистых грунтов с консистенцией $0,25 < J_L < 1$, выше УГВ при глубине менее 4 м и более 15м предпочтительнее испытания в шурфах	Модуль деформации, E , предел пропорциональности P_n , предел несущей способности P_u
Прессиометрами	Для всех видов нескальных грунтов до глубины 30 м	Модуль деформации E
Сдвиговые испытания целиков: а) методом прямого среза	Для глинистых грунтов с консистенцией $J_L < 1$, песчаных грунтов плотных и средней плотности, крупнообломочных грунтов с размерами крупных включений до 50 мм - выше УГВ до глубины 10 м	Удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ
б) методом выпирания и обрушения	Для крупнообломочных грунтов, крупно- и среднезернистых песков, глинистых грунтов с консистенцией $J_L < 0,25$ - выше УГВ до глубины 10 м	То же
Сдвиговые испытания в скважинах: а) вращательный срез	Для торфов, илов и глинистых грунтов с консистенцией $J_L > 0,5$ до глубины 20 м	Удельное сопротивление сдвигу τ
б) кольцевой срез под давлением	Для глинистых грунтов с консистенцией $0 < J_L \leq 0,75$, песчаных грунтов плотных и средней плотности до глубины 20 м	Удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ
Зондировочно-каротажные испытания	Для песчаных и глинистых грунтов с содержанием крупнообломочных частиц до 25%	Плотность, влажность, состав, удельные сопротивления под конусом и по боковой поверхности зонда
Испытания свай	Для всех видов песчаных и глинистых грунтов в основаниях свайных фундаментов	Несущая способность и осадка свай по ступеням нагружения

Технические параметры установок динамического зондирования

Тип и конструкция	Параметры зонда				Масса молота, кг	Высота падения, см	Предельная глубина пенетрации, м	Привод	Примечания
	Диаметр конуса, мм	Угол раскрытия, градусы	Диаметр штанг, мм	Диаметр звена штанг, м					
У Б П -15	74	60	42	1,4	60	80	15	Двигатель Л-	Предназначен для пенетрации с забоя скважин
Ручной динамический	35,6	60	22	1,0	10	50	Данные отсутствуют	6	
								-	
Ручной динамический зонд ВСЕГИНГЕО	35,6	60	22	1,0	20	50	До 10 2 (от дна водоема) Данные отсутствуют	-	-
Ручной зонд ЦНИИС для исследования дна водоемов	35,6	30	27	-	10	100		-	-
								-	-
Копровая установка НИИОСП	74	60	50	1,5	60, 80, 100	До 100	Данные отсутствуют	Электроталь ТЭ-0,25	-
Навесной автоматический пенетрометр НАП-10	74	60	42	-	100	80-100		-	Используют в комплекте с буровой установкой БУЛИЗ-15
					60	100		-	
Ударник Фиаделя	60	60	60	2	9	100	До 10	-	
							2	-	-

Приложение 8

Основные параметры установок статического зондирования

Наименование параметра	Единицы измерения	С-979	УСЗК-3	Установка ЦНИИСа	УЗУ-1	С-832
Тип	-	Перевозимая	Перевозимая	Стационарная	Самоходная на базе автомобиля ГАЗ-69	Самоходная на базе автомобиля ГАЗ-63
Предельная глубина зондирования	м	15	15	20	До 10	15
Максимальное усилие вдавливания зонда	т	10	10	10	4	10
Скорость вдавливания зонда	м/мин	0,25-0,50	0,5	-	1,0	0,01-3,0
Максимальная скорость извлечения зонда	»	2,0	-	-	-	3
Диаметр основания конуса наконечника	мм	35,6	35,6	35,6	35,6	35,6
Привод установки	-	Бензиновый двигатель	Бензиновый двигатель	Бензиновый двигатель 2СД	От двигателя автомобиля	От двигателя автомобиля
Мощность привода	л. с.	-	6	2	-	-
Метод завинчивания анкерных свай		Вручную	Вручную	Механический	Механический	Механический
Общая масса установки	кг	760	-	400	1900	2600 (без автомобиля)

Основные буквенные обозначения

Коэффициенты надежности

γ_f – по нагрузке;
 γ_m – по материалу;
 γ_g – по грунту;
 γ_n – по назначению сооружения;
 γ_c – коэффициент условий работы.

Характеристики грунтов

$\bar{X}$ – среднее значение характеристики;
 X_n – нормативное значение;
 X – расчетное значение;
 α – доверительная вероятность (обеспеченность) расчетных значений;
 ρ_s – плотность частиц грунта;
 ρ – плотность;
 ρ_d – плотность в сухом состоянии;
 ρ_{bx} – плотность обратной засыпки;
 e – коэффициент пористости;
 W – природная влажность;
 W_p – влажность на границе пластичности (раскатывания);
 W_L – влажность на границе текучести;
 W_{eq} – конечная (установившаяся) влажность;
 W_{sat} – влажность, соответствующая полному водонасыщению;
 W_{SL} – начальная просадочная влажность;
 W_{SW} – влажность набухания;
 W_{sh} – влажность на пределе усадки;
 S_r – коэффициент водонасыщения (степень влажности);
 I_p – число пластичности;
 I_L – показатель текучести;
 γ – удельный вес;
 γ_s – удельный вес частиц грунта;
 γ_d – удельный вес в сухом состоянии;
 γ_{sb} – удельный вес с учетом взвешивающего действия воды;

P_{Sl} – начальное просадочное давление;
 P_{SW} – давление набухания;
 ε_{Sl} – относительная деформация просадочности;
 ε_{SW} – относительное набухание;
 ε_{sh} – относительная линейная усадка;
 ε_{rf} – относительное суффозионное сжатие;
 I_{om} – относительное содержание органического вещества;
 D_{Pd} – степень разложения органического вещества;
 C – удельное сцепление;
 φ – угол внутреннего трения;
 E – модуль деформации;
 ν – коэффициент Пуассона;
 R_C – предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов;
 C_V – коэффициент консолидации.

Нагрузки, напряжения, сопротивления

F – сила, расчетное значение силы;
 f – сила на единицу длины;
 F_V, F_h – вертикальная и горизонтальная составляющие силы;
 $F_{S,a}, F_{S,r}$ – силы, действующие по плоскости скольжения соответственно сдвигающие и удерживающие (активные и реактивные);
 N – сила нормальная к подошве фундамента;
 n – сила нормальная к подошве фундамента на единицу длины;
 G – собственный вес фундамента;
 q – равномерно распределенная вертикальная пригрузка;
 p – среднее давление под подошвой фундамента;
 σ – нормальное напряжение;
 τ – касательное напряжение;
 u – избыточное давление в поровой воде;
 σ_z – полное вертикальное нормальное напряжение;
 σ_{zg} – то же, от собственного веса грунта;
 σ_{zp} – то же, от внешней нагрузки (давление фундамента);
 R – расчетное сопротивление грунта основания;
 R_0 – расчетное сопротивление грунта основания для предварительного назначения размеров фундаментов;
 F_u – сила предельного сопротивления основания, соответствующая

исчерпанию его несущей способности.

Деформации оснований и сооружений

S – осадка основания;

S – средняя осадка основания сооружения;

S_{sl} – просадка;

h_{sw} – подъем основания при набухании грунта;

S_{sh} – осадка основания в результате высыхания набухшего грунта;

S_{sf} – суффериозная осадка;

ΔS – разность осадок (просадок);

i – крен фундамента (сооружения);

v – относительный угол закручивания;

u_n – горизонтальное перемещение;

S_u – предельное значение деформации основания;

S_{us} – то же, по технологическим требованиям;

S_{uf} – то же, по условиям прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций.

Геометрические характеристики

b – ширина подошвы фундамента;

B – ширина подвала;

B_w – ширина источника замачивания (замачиваемой площади);

l – длина подошвы фундамента;

$\eta=l/b$ – отношение сторон подошвы фундамента;

A – площадь подошвы фундамента;

L – глубина здания;

d – глубина заложения фундамента;

d_b – глубина подвала от уровня планировки;

d_f, d_{fn} – расчетная и нормативная глубина промерзания грунта;

d_w – глубина расположения уровня подземных вод;

$\lambda=d/b$ – относительное заглубление фундамента;

h – толщина слоя грунта;

H_c – глубина сжимаемой толщи;

H – толщина линейно-деформируемого слоя;

H_{sl} – толщина слоя просадочных грунтов (просадочная толща);

h_{sl} – толщина зоны просадки;

$h_{sl,p}$ – то же, от внешней нагрузки;
 $h_{sl,g}$ – то же, от собственного веса грунта;
 H_{sw} – толщина зоны набухания;
 H_{sh} – толщина зоны усадки;
 z – глубина (расстояние) от подошвы фундамента;
 $\zeta = 2z/b$ – относительная глубина;
DL – отметка планировки;
NL – отметка поверхности природного рельефа;
FL – отметка подошвы фундамента;
BC – нижняя граница сжимаемой толщи;
B.CL – то же, просадочной толщи;
D.SW – нижняя граница зоны набухания;
B.SH – то же, зоны усадки;
WL – уровень подземных вод.

Приложение 10

**Таблица соотношений между некоторыми единицами физических величин
в системах МКГСС и СИ**

Наименование величины	Единица		СИ		Соотношение единиц
	подлежащая изъятию		наименование	обозначение	
	наименование	обозначение			
Сила, нагрузка вес Вес	килограмм-сила тонна-сила грамм-сила	кгс тс гс	ньютон	Н	1 кгс =9,8 Н≈10 Н 1 тс = 9,8·10 ³ Н ≈10 кН 1 гс = 9,8·10 ⁻³ Н ≈10 мН
Линейная нагрузка	килограмм-сила на метр	кгс/м	ньютон на метр	Н/м	1 кгс/м=10 Н/м
Поверхностная нагрузка	килограмм-сила на квадратный метр	кгс/м ²	ньютон на квадратный метр	Н/м ²	1 кгс/м ² =10Н/м ²
Давление	килограмм-сила на квадратный сантиметр	кгс/см ²	паскаль	Н/см ²	1 кгс/м ² =9,8·10 ⁴ Па= = 10 ⁵ Па=0,1 МПа
	миллиметр водяного столба	мм вод.ст.		Па	1 мм вод.ст. =9,8 Па = =10 Па
	миллиметр ртутного столба	мм рт.ст.			1 мм рт.ст.=133,3 Па
Механическое напряжение Модуль продольной упругости, модуль сдвига, модуль объемного сжатия	килограмм-сила на квадратный миллиметр	кгс/мм ²	паскаль	Па	1 кгс/мм ² = 9,8·10 ⁶ Па= = 10 ⁷ Па = 10 МПа
	килограмм-сила на квадратный сантиметр	кгс/см ²	паскаль	Па	1 кгс/см ² =9,8·10 ⁴ Па = 10 ⁵ Па = 0,1 МПа
Момент силы Момент пары сил	килограмм-сила на метр	кгс·м	ньютон-метр	Н · м	1 кгсм =9,8 Нм ≈≈10 Нм
Работа (энергия)	килограмм-сила-метр	кгс·м	джоуль	Дж	1 кгсм= 9,8Дж ≈10Дж
Количество теплоты	калория, килокалория	кал, ккал	джоуль	Дж	1 кал = 4,2 Дж, 1 ккал=4,2·10 ³ Дж=4,2кДж
Мощность	килограмм-сила-метр в секунду	кгс·м/с	ватт	Вт	1 кгс м/с = 9,8 Вт ≈ 10Вт
	лошадиная сила	л.с.			1 л.с = 735,5 Вт
	калория в секунду	кал/с			1 кал/с=4,2 Вт
Удельная теплоемкость	калория на грамм-градус Цельсия	кал/ г°С	джоуль на килограмм кельвин	Дж/ кг·К	1 кал/ г°С = =4,2·10 ³ Дж/ кг·К
	килокалория на килограмм-градус Цельсия	ккал/ кг°С			1 ккал/ кг°С = =4,2Дж/ кг·К

Уровни ответственности зданий и сооружений по СНиП 2.-01.07-85*

1. Для учета ответственности зданий и сооружений, характеризваемой экономическими, социальными и экологическими последствиями их отказов, устанавливаются три уровня: I - повышенный, II - нормальный, III - пониженный.

Повышенный уровень ответственности следует принимать для зданий и сооружений, отказы которых могут привести к тяжелым экономическим, социальным и экологическим последствиям (резервуары для нефти и нефтепродуктов вместимостью 10000 м³ и более, магистральные трубопроводы, производственные здания с пролетами 100 м и более, сооружения связи высотой 100 м и более, а также уникальные здания и сооружения).

Нормальный уровень ответственности следует принимать для зданий и сооружений массового строительства (жилые, общественные, производственные, сельскохозяйственные здания и сооружения).

Пониженный уровень ответственности следует принимать для сооружений сезонного или вспомогательного назначения (парники, теплицы, летние павильоны, небольшие склады и подобные сооружения).

2. При расчете несущих конструкций и оснований следует учитывать коэффициент надежности по ответственности γ_n , принимаемый равным: для I уровня ответственности - более 0,95, но не более 1,2; для II уровня - 0,95; для III уровня - менее 0,95, но не менее 0,8.

На коэффициент надежности по ответственности следует умножать нагрузочный эффект (внутренние силы и перемещения конструкции и оснований, вызываемые нагрузками и воздействиями).

Примечание. Настоящий пункт не распространяется на здания и сооружения, учет ответственности которых установлен в соответствующих нормативных документах.

3. Уровни ответственности зданий и сооружений следует учитывать также при определении требований к долговечности зданий и сооружений, номенклатуры и объема инженерных изысканий для строительства, установлении правил приемки, испытаний, эксплуатации и технической диагностики строительных объектов.
4. Отнесение объекта к конкретному уровню ответственности и выбор значений коэффициентов γ_n производится генеральным проектировщиком по согласованию с заказчиком.

* Данное приложение является разделом 5 ГОСТ 27751-88 с изменениями, утвержденными постановлением Госкомитета РФ по вопросам архитектуры и строительства от 21.12.93 № 18-54.

Приложение 12

Основные методы полевых исследований свойств горных пород при проведении инженерно-геологических работ

Изучаемые характеристики	Полевые методы	Породы, для исследования которых применяются методы
Динамическое и статическое сопротивление пенетрации, предельное напряжение сдвига, сопротивление резанию и другие показатели свойств, используемые для характеристики геологического строения пород и пространственной изменчивости их свойств. Деформационные характеристики горных пород	Динамическое зондирование Статическое зондирование Пенетрационно-каротажный Некиметрия Микропенетрация	Песчано-глинистые
Прочностные характеристики горных пород	Опытные нагрузки в шурфах и скважинах Прессиометрия Крыльчатое зондирование Опытные сдвиги на полевых приборах и установках Опытные обрушения и выпирания в шурфах Прессиометрия Крыльчатое зондирование	Песчано-глинистые крупнообломочные и трещиноватые скальные Песчано-глинистые Трещиноватые скальные и полускальные, обломочные, песчано-глинистые Обломочные с глинистым заполнителем, полускальные и выветрелые скальные То же
Водопроницаемость горных пород	Опытные откачки из скважин Опытные наливов в шурфы Опытные нагнетания в скважины	Песчано-глинистые Трещиноватые, скальные, несвязные Песчано-глинистые Трещиноватые, несвязные

Приложение 13

Общая классификационная схема грунтов

Группа	Подгруппа	Тип	Вид	Разновидность
Грунты различного генезиса с жесткими связями, прочные (скальные)	Магматические	Интрузивные (глубинные) и эффузивные (излившиеся)	Выделяются по петрографическому составу	Выделяются по прочности
	Метаморфические	Регионально-метаморфические, контактово-метаморфические, динамометаморфические	То же	То же
	Осадочные	Нерастворимые, растворимые	»	»
Осадочные грунты с жесткими связями, пониженной прочности (полускальные)	Химические и биохимические	Растворимые, размягчаемые	»	»
	Обломочные	Размягчаемые, неразмягчаемые	»	»
Осадочные грунты без жестких связей (нескальные)	Крупнообломочные	Выделяются по размеру крупнообломочного материала и его соотношению с заполнителем	Выделяются по составу заполнителя	Выделяются по состоянию заполнителя
	Песчаные	Выделяются по гранулометрическому составу	Выделяются по плотности сложения	Выделяются по степени водонасыщения

Группа	Подгруппа	Тип	Вид	Разновидность
	Глинистые	Выделяются по просадочности, способности к набуханию, засоленности, содержанию органического вещества	Выделяются по числу пластичности	Выделяются по консистенции
	Биогенные	Выделяются по составу органического вещества	Выделяются по степени разложения органического вещества	Выделяются по степени зольности
Искусственные грунты	Намывные, насыпные, культурный слой	Выделяются по составу исходного материала	Выделяются по плотности сложения	Выделяются по степени водонасыщения, консистенции и другим признакам

Учебное издание

**Алексеев Владимир Михайлович
Калугин Петр Иванович**

**ПОЛЕВЫЕ МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ
МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ**

*Учебное пособие
для студентов, обучающихся
по направлению 270100 «Строительство»*

Редактор Акритова Е.В.
Компьютерная вёрстка Московченко В.В.

Подписано в печать 12.05.2011. Формат 60×84 ¹/₁₆. Уч.-изд. л. 7,0.

Усл.-печ. л. 7,1. Бумага писчая. Тираж 340 экз. Заказ № _____

Отдел оперативной полиграфии издательства учебной литературы
и учебно-методических пособий

Воронежского государственного архитектурно-строительного университета
394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84