

Федеральное агентство по образованию
Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования
Ульяновский государственный технический университет

С. А. Пьянков
З. К. Азизов

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

*Учебное пособие для студентов высших учебных заведений, обучающихся
по специальностям 27010265 «Промышленное и гражданское строительство»
и 27010965 «Теплогазоснабжение и вентиляция»*

УЛЬЯНОВСК
2008

УДК 32.001(075)
ББК 66.0 я7
П 87

Рецензенты: заведующий кафедрой, к.г.н., доцент А. И. Золотов (кафедра «География» УлГПУ); В. Л. Рубцов, гл. инженер ООО «ГрадСтройПроект»

*Утверждено редакционно-издательским советом
университета в качестве учебного пособия*

Пьянков, С. А.

П 87 **Механика грунтов : учебное пособие / С. А. Пьянков, З. К. Азизов ;**
Ульян. гос. техн. ун-т. – Ульяновск : УлГТУ, 2008. – 103 с.

ISBN 978-5-9795-0399-8

Учебное пособие содержит материалы по дисциплине «Механика грунтов». Предназначено для студентов, обучающихся по специальностям 27010265 «Промышленное и гражданское строительство» и 27010965 «Теплогазоснабжение и вентиляция», изучающих дисциплину «Механика грунтов».

УДК 32.001(075)
ББК 66.0 я7

ISBN 978-5-9795-0399-8

© Пьянков С. А., Азизов З. К., 2008
© Оформление. УлГТУ, 2008

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
1. ОБЩИЕ ПРЕДСТАВЛЕНИЯ О ГРУНТАХ И МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ И ОСНОВЫ СТРОИТЕЛЬНОГО ГРУНТОВЕДЕНИЯ	5
1.1. Механика грунтов как теоретическая основа проектирования оснований. Исторический обзор развития дисциплины. Основные понятия и определения	5
1.2. Состав и строение грунта. Виды грунтов	7
1.3. Классификация грунтов	11
1.4. Структурно-неустойчивые грунты	13
1.5. Основные расчетные модели грунтов	15
2. ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ, КЛАССИФИКАЦИЯ ГРУНТОВ ПО ФИЗИЧЕСКИМ СВОЙСТВАМ	17
2.1. Основные характеристики физических свойств грунтов, отбор образцов	17
2.2. Основные, производные и классификационные характеристики грунта	21
2.3. Строительная классификация грунтов по физическим свойствам	24
2.4. Понятие об оптимальной плотности скелета грунта и оптимальной влажности	28
3. ОСНОВНЫЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТОВ ДЕЙСТВИЮ ВНЕШНИХ НАГРУЗОК, МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ	28
3.1. Условия работы грунтов в массиве. Основные законы и свойства, механические характеристики	28
3.2. Закон уплотнения, сжимаемость грунта. Компрессионная зависимость, компрессионные испытания. Коэффициент сжимаемости, модуль деформации грунта	30
3.3. Закон сопротивления сдвигу для различных грунтов, характерные зависимости. Угол внутреннего трения и угол естественного откоса, трение и сцепление	35
3.4. Закон ламинарной фильтрации, водопроницаемость и фильтрационные свойства. Гидравлический градиент, коэффициент фильтрации	38
3.5. Влияние подземных вод на строительные свойства грунтов и на фундаменты	40
3.6. Влияние физических и механических характеристик на строительные свойства грунтов	42
4. ОСНОВЫ ТЕОРИИ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТЕ	43
4.1. Фазы напряженно-деформированного состояния грунта	43
4.2. Применимость к грунту решений теории упругости	45
4.3. Напряжения, возникающие от действия внешних нагрузок. Действие сосредоточенных сил, распределенной нагрузки. Действие равномерно распределенного давления, метод угловых точек	47
4.4. Напряжения, возникающие от действия собственного веса грунта	54
5. ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ И РАСЧЕТ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ	56
5.1. Виды и природа деформаций грунтов	56
5.2. Особенности деформирования грунтов	56
5.3. Влияние различных факторов на величину и характер деформаций	58
5.4. Расчет оснований по деформациям и методы расчета осадок. Затухание осадок во времени	60
5.5. Реология и нелинейная механика грунтов	65
5.6. Виды неравномерных осадок сооружений	71
5.7. Особенности деформирования различных типов грунтов	81
6. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ И СКЛОНОВ, ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ	82
6.1. Общие положения	82
6.2. Инженерные методы расчета устойчивости откосов и склонов	84
6.3. Мероприятия по повышению устойчивости сооружений, откосов и склонов	86
6.4. Давление грунтов на ограждающие конструкции	88
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	96
ГЛОССАРИЙ	97
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	102

ВВЕДЕНИЕ

Дисциплина «Механика грунтов» является частью группы дисциплин, связанных с проектированием, строительством и эксплуатацией зданий и сооружений, устройством подземных коммуникаций, прокладкой трубопроводов.

Базовой дисциплиной по направлению «Строительство» для специальностей 27010265 «Промышленное и гражданское строительство» и 27010965 «Теплогазоснабжение и вентиляция» является «Механика грунтов», содержание которой определяется выпиской из Государственного Образовательного Стандарта Высшего Профессионального Образования.

Выписка из ГОС ВПО

ОПД.Ф.07	Механика грунтов: состав, строение и состояние грунтов; физико-механические свойства грунтов основания; распределение напряжений в грунтовом массиве; расчет оснований по деформациям, несущей способности и устойчивости.	60
----------	---	----

Во многих случаях на выполнение работ нулевого цикла, включающих устройство оснований и фундаментов, затрачивается больше времени, чем на возведение сборных надземных конструкций зданий. Кроме того, стоимость этих работ иногда составляет до 40% от общей стоимости сооружений, поэтому их удешевление дает вполне ощутимый эффект.

Надежность оснований и фундаментов и удешевление работ по их устройству в значительной степени зависят от умения правильно оценить инженерно-геологические условия площадок строительства, свойства грунтов в основаниях и совместную работу этих грунтов с деформирующимися фундаментами и конструкциями сооружения, от рациональности выбранных типов оснований, от качества выполнения работ.

Механика грунтов изучает проблемы напряженно-деформированного состояния, прочности, деформативности и устойчивости грунтовых массивов и определяет условия их использования в качестве оснований объектов строительства.

Настоящий курс является естественным продолжением курса «Инженерная геология».

1. Общие представления о грунтах и механике грунтов и основы строительного грунтоведения

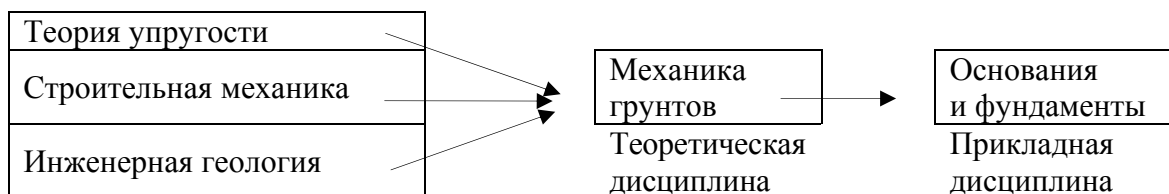
1.1. Механика грунтов как теоретическая основа проектирования оснований. Исторический обзор развития дисциплины. Основные понятия и определения

Раздел «Механика грунтов» является теоретической базой раздела «Основания и фундаменты», в котором вопросы фундаментостроения рассматриваются на основе основных закономерностей и особенностей инженерно-геологических и гидрологических условий строительной площадки и ее окружения. Указанные закономерности и особенности составляют предмет изучения спецкурса «Инженерная геология».

Механика грунтов – раздел механики сыпучих сред, изучающий напряженно-деформированные состояния, условия прочности и устойчивости, а также изменения свойств грунтов под влиянием внешних (механических) воздействий. **Механика грунтов** есть механика природных дисперсных (мелко раздробленных) материалов и составляет часть общей геомеханики.

Последняя включает в себя глобальную и региональную геодинамику, механику массивно-кристаллических горных пород, механику трещиновато-блочных пород, механику органо-минеральных масс. В основу механики грунтов положены как законы теоретической механики абсолютно несжимаемых тел, так и закономерности строительной механики деформируемых тел (законы упругости, пластичности, ползучести).

Закономерности поведения грунтов также рассматриваются в механике (водопроницаемости, прочности, сопротивления сдвигу).



Грунтами называют все рыхлые горные породы каменной оболочки Земли – несвязные (сыпучие) и связные (глинистые), прочность связей которых во много раз меньше прочности самих частиц.

Грунты могут служить: основанием зданий и сооружений; средой для размещения в них сооружений (труб, подземных сооружений, тоннелей и др.); материалом для сооружений (насыпи, земляные плотины, сырье для изготовления стройматериалов) (рис. 1.1).



Рис. 1.1. Использование грунтов:

а – основание; б – среда для размещения сооружений; в – материал для сооружений

Также грунт – собирательное название горных пород (включая почвы), залегающих преимущественно в зоне выветривания земной коры и являющихся объектом инженерно-строительной деятельности человека.

Основанием называется массив грунта, находящийся непосредственно под сооружением и рядом с ним, который деформируется от усилий, передаваемых ему с помощью фундаментов. Если строительные свойства грунтов основания мы специально не улучшаем и не изменяем, то такое основание называется *естественным*, в отличие от *искусственного* основания, в котором строительные свойства грунтов преднамеренно нами улучшены для того, чтобы уменьшить сжимаемость грунтов, увеличить их прочность и др.

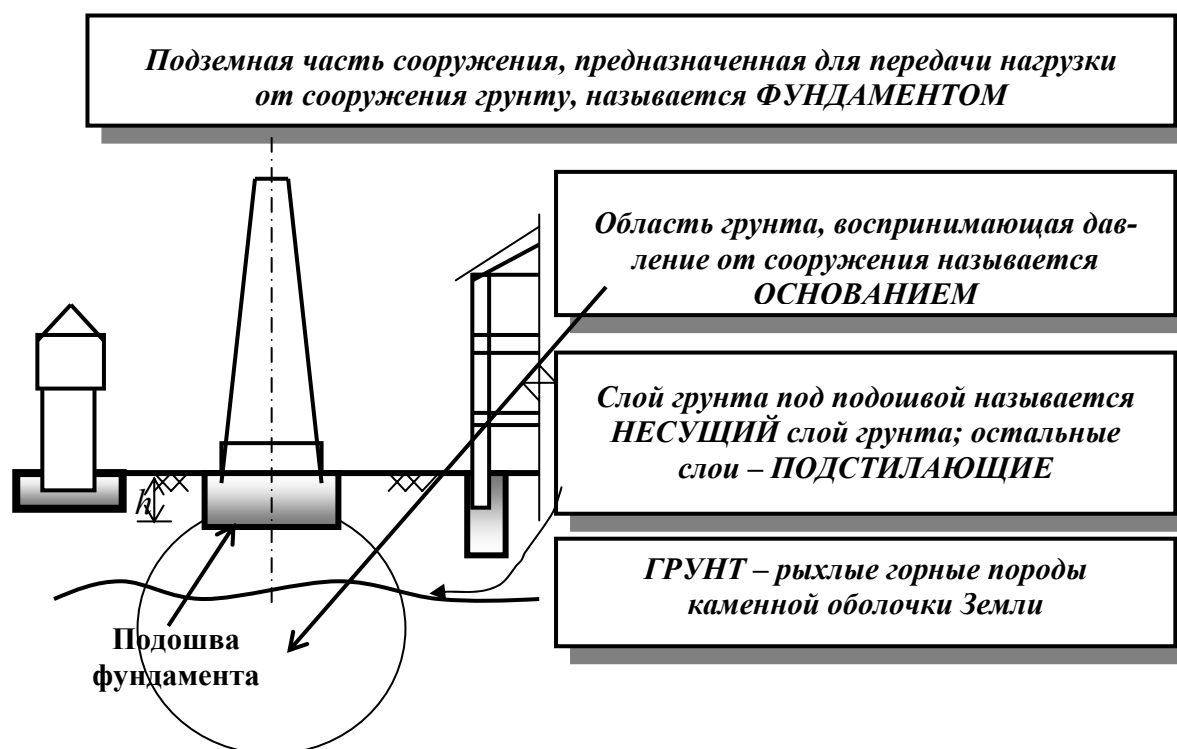
Основания, созданные искусственно уложенными грунтами в результате отсыпки с уплотнением или намыва, также называются искусственными.

Фундаментом называется подземная или подводная часть здания или сооружения, служащая для передачи усилий от него на грунты основания и, по возможности, более равномерного их распределения, а также уменьшения величины давлений до требуемых значений.

Слой грунта под подошвой фундамента называется несущий слой грунта; остальные слои – подстилающие.

Механика грунтов изучает грунты с их широким многообразием свойств и модели грунтов, наделенные одним или несколькими свойствами.

Механика грунтов решает следующие задачи: определение напряжений в грунтовой толще, расчет деформаций грунтов и их развития во времени, определение способности грунтов и давления грунтов на ограждения. Кроме того, она рассматривает поведение грунтов при динамических воздействиях (сейсмических, взрывных, ударных, вибрационных).



До XVI века «теории» строительства не существовало, строили, полагаясь на опыт. Размеры фундамента выбирали в зависимости от прочности грунтов оснований. В конце XVIII века появилась первая теория, рассматривающая сопротивление грунта сдвигу.

Первой фундаментальной работой по механике грунтов принято считать исследование **Кулона** (Франция, 1773) по теории прочности сыпучих тел, известное в современной механике как закон **Кулона-Мора**. Академик **Фусс** (Россия, 1801) и инженер **Винклер** (Франция, 1867) предложили механические модели грунтового основания для расчета конструкций,

взаимодействующих с грунтовой средой. Закономерности фильтрационных процессов в песчаных грунтах были впервые установлены **Дарси** (Франция, 1856) и обобщены в современной механике как закон ламинарной фильтрации Дарси. Труд профессора **Буссинеска** (Франция, 1885) «О распределении напряжений в упругой почве от сосредоточенной силы» до настоящего времени изучается в курсе механики грунтов и является основополагающим в теории распределения напряжений в грунтовой среде. Механика грунтов как самостоятельная дисциплина возникла с момента опубликования монографии профессора **Терцаги** (Германия, 1925) «Строительная механика грунтов». Именно ему принадлежит установление основополагающей в теории расчета осадок зависимости, известной как закон уплотнения Терцаги.

Существенное развитие механика грунтов получила в работах ученых русской школы: **Н. П. Пузыревского** (1923), **Н. М. Герсеванова** (1931), **В. А. Флорина** (1936), **В. В. Соколовского** (1942), **К. Е. Егорова** (1948), **В. Г. Березанцева** (1948). Первый курс лекций по механике грунтов был подготовлен в СССР профессором **Н. А. Цыговичем** (1934).

В 30-х годах в СССР был организован тогда единственный в мире институт **НИИОСП**, который затем получил имя его создателя **Герсеванова Н. М.**

1.2. Состав и строение грунта. Виды грунтов

Образование грунтов (генезис).

Континентальные отложения:

- *элювиальные* (форма зерен угловатая);
- *делювиальные* (перемещенные атмосферными водами и силами тяжести, напластования неоднородны);
- *аллювиальные* (перенесенными водными потоками на значительные расстояния – окатанные частицы);
- *ледниковые* (результат действия ледников, неоднородные грунты);
- *эоловые* (продукты выветривания, пески дюн, барханов, наличие пылеватых и илистых фракций).



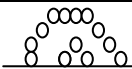
Морские отложения: илы, заторфованные грунты, пески, галечники – низкая несущая способность.

Структура, текстура и структурные связи грунта.

Следует различать *структуру грунта*, т. е. взаимное расположение частиц грунта и характер связи между ними и *текстуру грунта*, т. е. сложение грунта в массиве.

Под *структурой грунта* понимается размер, форма и количественное (процентное) соотношение слагающих грунт частиц.

Под *текстурой грунта* понимается пространственное расположение элементов грунта с разным составом и свойствами. Текстура характеризует неоднородность строения грунта в пласте залегания.

Структура грунта	Текстура грунта
Зернистая 	Слоистая 
Сотообразная 	Порфировидная 
Хлопьевидная 	Слитная (однородная)

Структурные междучастичные связи в грунтах можно подразделить на жесткие (кристаллизационные) связи и пластичные, вязкие связи (водноколлоидные). Жесткие связи более характерны для скальных грунтов, пластичные связи, главным образом, – для глинистых грунтов.

Жесткие связи могут быть растворимыми в воде или нерастворимыми. При растворении жестких кристаллизационных связей на их месте могут возникать водноколлоидные связи.

Состав грунтов.

Грунты состоят из: твердых частиц; воды в различных видах и состояниях (в том числе льда при нулевой или отрицательной температуре грунта); газов (в том числе и воздуха).

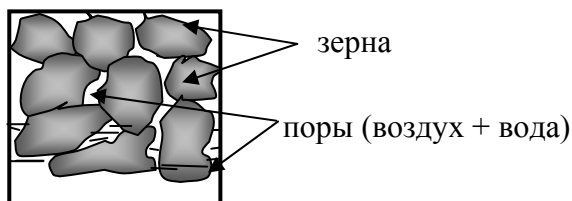
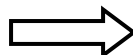
Вода и газы находятся в порах между твердыми частицами (минеральными и органическими). Вода может содержать растворенные в ней газы, а газы могут содержать пары воды.

Грунт – это 3-фазная система



$$\text{Грунт} = \text{твердые частицы} + \text{вода} + \text{газ}$$

Состав грунта:



От соотношения этих фаз и зависят характеристики грунтов.

Свойства твердых частиц.

Твердая минеральная масса состоит из первичных зерен *скелета грунта* (обломков горных пород и минералов) и вторичных частиц, служащих цементирующим веществом грунта. Свойства твердых (минеральных) частиц зависят от размеров (крупности).

Диапазон изменения крупности частиц грунтов значительный. Частицы, близкие по крупности, объединяют в определенные группы, называемые *гранулометрическими фракциями* (или просто фракциями). Грунты состоят из фракций разной крупности. Процентное содержание в грунте по массе фракции определяет зерновой (гранулометрический) состав грунта (см. таблицу 1.1).

Таблица 1.1

Классификация твердых частиц

Наименование частиц	Поперечный размер (мм)	Примечания
Галечные (щебень)	> 10 (20)	Классификация по шкале Сабанина (по скорости падения частиц в воде)
Гравелистые	2 ÷ 10 (20)	
Песчаные	0,05 ÷ 2	
Пылеватые	0,005 ÷ 0,05	
Глинистые	< 0,005	

Глинистые частицы по химическому анализу существенно отличаются от остальных (форма их чешуйчатая и игольчатая) – таблица 1.2.

Таблица 1.2

Классификация глинистых грунтов (простейшая)

Наименование грунта	Содержит частиц < 0,005 (%)
Глины	> 30
Суглинок	10 ÷ 30
Супесь	3 ÷ 10

Свойства воды.

Свойства всех разновидностей грунтов, особенно песчаных, пылеватых и глинистых, самым существенным образом зависят от состава и содержания в них воды. В грунте различают кристаллизационную, или химически связанную, физически связанную, или пленочную (характерна для пылевато-глинистых грунтов) и свободную воду. Кроме того, вода в грунте может находиться в виде пара, который обычно относят к газообразной составляющей. При отрицательной температуре вся вода или ее часть может переходить в лед.

Кристаллизационная вода принимает участие в строении кристаллических решеток минералов и находится внутри частиц грунта. Этот тип воды практически неизвлекаем из грунта и не добавляется в грунт.

Физически связанная вода в пылевато-глинистых грунтах в значительной степени предопределяет свойства грунта, которые зависят в первую очередь от ее относительного содержания. Это объясняется взаимодействием молекул воды вследствие наличия электростатических сил с поверхностями коллоидных и глинистых частиц грунта. Эта вода создает гидратные пленки вокруг твердых частиц, и ее часто называют *пленочной*. Данная вода является связанной, и она трудно извлекается из грунта и добавляется в грунт.

Свободная вода в грунте не испытывает силу притяжения. Она подчиняется законам гидравлики, т. е. передает гидростатическое давление и может перемещаться под воздействием разности напоров. Часто свободную воду подразделяют на *гравитационную* и *капиллярную*. Капиллярная вода может содержаться в песках средней крупности, мелких и особенно в пылеватых песках, глинистых грунтах. Легко извлекается из грунта и добавляется в грунт.

Свойства газа.

Содержание воды и газа в грунте зависит от объема его пор: чем больше поры заполнены водой, тем меньше в них содержится газов. В самых верхних слоях грунта газообразная составляющая представлена атмосферным *воздухом*, ниже – *азотом*, *метаном*, *сероводородом* и другими газами. Газы в грунте могут быть в свободном состоянии или растворены в воде. Свободный газ подразделяется на *незащемленный*, сообщающийся с атмосферой, и *защемленный*, находящийся в контактах между частицами и пленками воды в виде мельчайших пузырьков в воде.

Содержание в грунте защемленного и растворенного в воде газа существенно сказывается на свойствах грунта и протекающих в них процессах. Уменьшение давления вследствие разработки котлована или извлечения образца грунта на поверхность может привести к выделению пузырьков газа и разрушению природной структуры грунта. Наоборот, увеличение давления при передаче нагрузки от сооружения может сопровождаться повышением содержания растворенного в воде газа. В то же время увеличение содержания в воде пузырьков воздуха может увеличить сжимаемость воды в сотни раз и сделать ее соизмеримой со сжимаемостью скелета грунта.

Основные понятия и виды грунтов.

Грунт скальный – грунт, состоящий из кристаллитов одного или нескольких минералов, имеющих жесткие структурные связи кристаллизационного типа.

Грунт полускальный – грунт, состоящий из одного или нескольких минералов, имеющих жесткие структурные связи цементационного типа.

Условная граница между скальными и полускальными грунтами принимается по прочности на одноосное сжатие ($R_c \geq 5$ МПа – скальные грунты, $R_c < 5$ МПа – полускальные грунты).

Грунт дисперсный – грунт, состоящий из отдельных минеральных частиц (зерен) разного размера, слабосвязанных друг с другом; образуется в результате выветривания скальных грунтов с последующей транспортировкой продуктов выветривания водным или эоловым путем и их отложением.

Грунт глинистый – связный минеральный грунт, обладающий числом пластичности $I_p \geq 1$.

Песок – несвязный минеральный грунт, в котором масса частиц размером меньше 2 мм составляет более 50 % ($I_p = 0$).

Грунт крупнообломочный – несвязный минеральный грунт, в котором масса частиц размером крупнее 2 мм составляет более 50 %.

Грунт просадочный – грунт, который под действием внешней нагрузки и собственного веса или только от собственного веса при замачивании водой или другой жидкостью претерпевает вертикальную деформацию (просадку) и имеет относительную деформацию просадки $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$.

Грунт пучинистый – дисперсный грунт, который при переходе из талого в мерзлое состояние увеличивается в объеме вследствие образования кристаллов льда и имеет относительную деформацию морозного пучения $\varepsilon_{fh} \geq 0,01$.

Грунт мерзлый – грунт, имеющий отрицательную или нулевую температуру, содержащий в своем составе видимые ледяные включения и (или) лед-цемент и характеризующийся криогенными структурными связями.

Грунт многолетнемерзлый (синоним – грунт вечномерзлый) – грунт, находящийся в мерзлом состоянии постоянно в течение трех и более лет.

Грунт сезонномерзлый – грунт, находящийся в мерзлом состоянии периодически в течение холодного сезона.

Грунт морозный – скальный грунт, имеющий отрицательную температуру и не содержащий в своем составе лед и незамерзшую воду.

Техногенные грунты – естественные грунты, измененные и перемещенные в результате производственной и хозяйственной деятельности человека, и антропогенные образования.

Антропогенные образования – твердые отходы производственной и хозяйственной деятельности человека, в результате которой произошло коренное изменение состава, структуры и текстуры природного минерального или органического сырья.

Природные перемещенные образования – природные грунты, перемещенные с мест их естественного залегания, подвергнутые частично производственной переработке в процессе их перемещения.

Грунты, измененные физическим воздействием – природные грунты, в которых техногенное воздействие (уплотнение, замораживание, тепловое воздействие и т. д.) изменяет строение и фазовый состав.

Грунты, измененные химико-физическим воздействием – природные грунты, в которых техногенное воздействие изменяет их вещественный состав, структуру и текстуру.

Насыпные грунты – техногенные грунты, перемещение и укладка которых осуществляются с использованием транспортных средств или взрыва.

Намывные грунты – техногенные грунты, перемещение и укладка которых осуществляется с помощью средств гидромеханизации.

Бытовые отходы – твердые отходы, образованные в результате бытовой деятельности человека.

Промышленные отходы – твердые отходы производства, полученные в результате химических и термических преобразований материалов природного происхождения.

Шлаки – продукты химических и термических преобразований горных пород, образующиеся при сжигании.

Шламы – высокодисперсные материалы, образующиеся в горнообогатительном, химическом и некоторых других видах производства.

Золы – продукт сжигания твердого топлива.

Золошлаки – продукты комплексного термического преобразования горных пород и сжигания твердого топлива.

1.3. Классификация грунтов

Класс природных скальных грунтов – грунты с жесткими структурными связями (кристаллизационными и цементационными) подразделяют на группы, подгруппы, виды и разновидности согласно таблице 1.3.

Таблица 1.3

Класс природных скальных грунтов

Группа	Подгруппа	Вид
Скальные	Магматические	Граниты, базальты
	Метаморфические	Гнейсы, сланцы скарны
	Осадочные	Песчаники известняки, доломиты
Полускальные	Осадочные	Алевролиты, песчаники опоки, трепела, диатомиты мела, мергели, известняки

По пределу прочности на одноосное сжатие R_c в водонасыщенном состоянии грунты подразделяют согласно таблице 1.4.

Таблица 1.4

Разновидность грунтов	Предел прочности на одноосное сжатие R_c , МПа
Очень прочный	> 120
Прочный	120 – 50
Средней прочности	50 – 15
Малопрочный	15 – 5
Пониженной прочности	5 – 3
Низкой прочности	3 – 1
Очень низкой прочности	< 1

Класс природных дисперсных грунтов – грунты с водно-коллоидными и механическими структурными связями подразделяют на группы, подгруппы, типы, виды и разновидности согласно таблице 1.5.

Класс природных дисперсных грунтов

Группа	Подгруппа	Тип	Вид
Связные	Осадочные	Минеральные	Глинистые грунты
		Органоминеральные	Илы, заторфованные грунты
		Органические	Торфы и др.
Несвязные		Минеральные	Пески, крупнообломочные грунты

По числу пластичности I_p глинистые грунты подразделяют согласно таблице 2.4 (глава 2).

По показателю текучести I_L глинистые грунты подразделяют согласно таблице 2.5 (глава 2).

По относительной деформации просадочности ε_{sl} глинистые грунты подразделяют согласно таблице 2.6 (глава 2).

По гранулометрическому составу крупнообломочные грунты и пески подразделяют согласно таблице 1.6.

Таблица 1.6

Разновидность грунтов	Размер зерен, частиц d , мм	Содержание зерен, частиц, % по массе
Крупнообломочные:		
• валунный (при преобладании неокатанных частиц – глыбовый);	> 200	> 50
• галечниковый (при неокатанных гранях – щебенистый);	> 10	> 50
• гравийный (при неокатанных гранях – дресвяный)	> 2	> 50
Пески:		
• гравелистый	> 2	> 25
• крупный	> 0,50	> 50
• средней крупности	> 0,25	> 50
• мелкий	> 0,10	≥ 75
• пылеватый	> 0,10	< 75

Примечание. При наличии в крупнообломочных грунтах песчаного заполнителя более 40 % или глинистого заполнителя более 30 % от общей массы воздушно-сухого грунта в наименовании крупнообломочного грунта добавляется наименование вида заполнителя и указывается характеристика его состояния. Вид заполнителя устанавливается после удаления из крупнообломочного грунта частиц крупнее 2 мм.

Класс природных мерзлых грунтов – грунты с криогенными структурными связями подразделяют на типы: ледяные минеральные, ледяные органно-минеральные, ледяные органические.

Класс техногенных (скальных, дисперсных и мерзлых) грунтов – грунты с различными структурными связями, образованными в результате деятельности человека, подразделяют на подгруппы: измененные физическим воздействием, измененные физико-химическим воздействием, насыпные, намывные.

1.4. Структурно-неустойчивые грунты

Структурно-неустойчивыми называют такие грунты, которые обладают способностью изменять свои структурные свойства под влиянием внешних воздействий с развитием значительных осадок, протекающих, как правило, с большой скоростью.

К структурно неустойчивым относят мерзлые, вечномерзлые, лёссовые, набухающие, слабые водонасыщенные глинистые грунты, засоленные грунты, насыпные грунты, торфы и заторфованные грунты.

Воздействия на структуру грунта делят на физические и механические.

Физические – это изменение количества воды, замораживание, оттаивание, нагрев грунта.

Механические – действия нагрузок собственного веса, вибрационные воздействия от работающих механизмов и ударные воздействия.

Мерзлые и вечномерзлые грунты.

Грунты всех видов относят к мерзлым грунтам, если они имеют отрицательную температуру и содержат в своем составе лед.

Вечномерзлыми называют грунты, которые находятся в мерзлом состоянии непрерывно в течение многих лет (трех и более).

Мерзлые и вечномерзлые грунты в естественном состоянии при отрицательной температуре являются очень прочными и малодеформируемыми грунтами.

При замораживании и оттаивании вечно мерзлые грунты меняют свои структурные свойства. Основной особенностью таких грунтов являются их просадочность при оттаивании.

Лёссовые грунты.

Лёссовые грунты по своей структуре и составу значительно отличаются от других видов грунтов. У лёссовых грунтов размер пор значительно превышает размер твердых частиц, такие грунты по-другому называют макропористыми.

В естественном состоянии лёссовые грунты обладают значительной прочностью за счет цементноцементных связей и могут держать откосы высотой до 10 метров.

При увлажнении лёссовых грунтов цементноцементные связи нарушаются, что приводит к разрушению макропористой структуры.

Разрушения связи сопровождаются потерей прочности грунта и возникающей просадкой.

Набухающие грунты.

К набухающим грунтам относят глинистые грунты с большим содержанием гидрофильных минералов.

Набухающие грунты характеризуются набуханием (увеличением объема) при увлажнении и усадкой при высыхании.

Увеличение влажности возможно за счет подъема уровня грунтовых вод, накопления влаги от сооружений и нарушения природных условий, испарения воды.

Уменьшение влажности в основном связано с технологическими и климатическими факторами.

Слабые водонасыщенные грунты.

К слабым водонасыщенным грунтам относят илы, ленточные глины и другие виды глинистых грунтов, характерными особенностями которых являются их высокая пористость в природном состоянии, насыщенность водой, малая прочность и высокая деформированность.

Илами называются водонасыщенные современные осадки (морские, озерные, речные, лагунные, болотные), образовавшиеся при наличии микробиологических процессов.

Структура илов легко разрушается при статических нагрузках и еще легче – при динамических.

Ленточные глины, или ленточные отложения, – это толща грунта, состоящая из переслаивающихся тонких слоев и тончайших прослоек песка, супеси, суглинка и глины.

Суммарная мощность таких отложений может достигать 10 и более метров. В природном состоянии такая толща имеет высокую пористость и большую влажность, что приводит к низкой прочности и большой деформации.

Торфы и заторфованные грунты.

Торф – это органический грунт, образовавшийся в результате естественного отмирания и неполного разложения болотных остатков. Состав болотных остатков в них – не менее 50%.

Песчаные пылеватые глинистые грунты, состоящие из 10–50 % болотных остатков, называются заторфованными.

Состав и свойства таких грунтов зависят от степени разложения органических веществ.

Торф относится к сильно сжимаемым грунтам.

Схема напластования, имеющая в составе торф и заторфованные грунты, является одним из наихудших типов оснований (рис. 1.2).

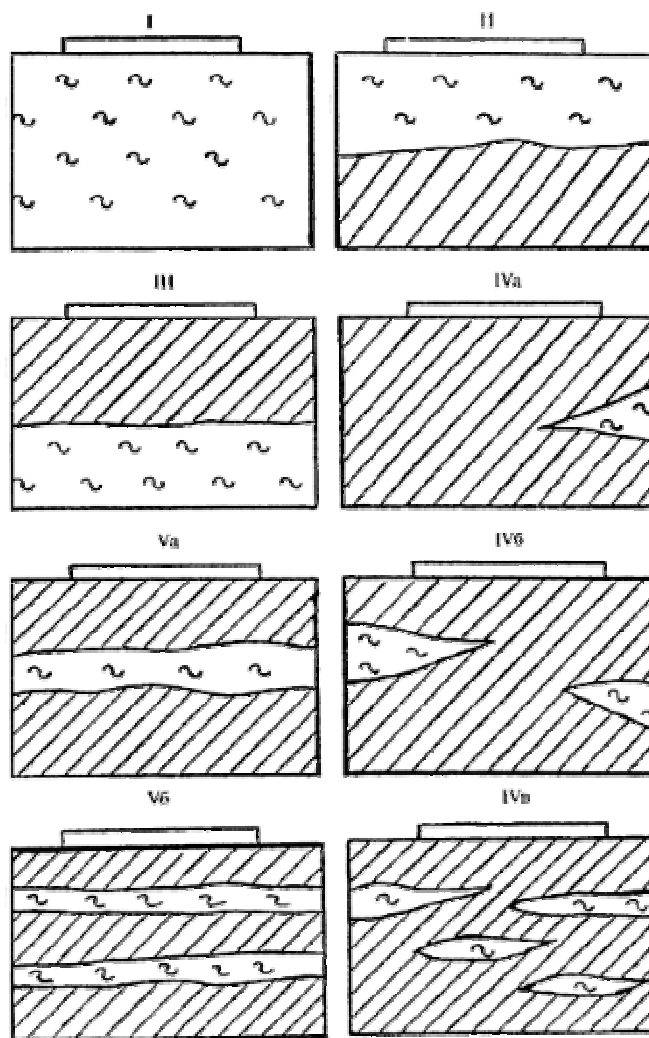


Рис. 1.2. Типовые схемы напластования, имеющие в составе торф или заторфованные грунты:

- I – в пределах всей сжимаемой толщи основания залегают торф или заторфованные грунты;
- II – в верхней части сжимаемой толщи основания залегают торф или заторфованные грунты;
- III – в нижней части сжимаемой толщи основания залегают торфы или заторфованные грунты;
- IV – сжимаемая толща в пределах пятна застройки здания включает односторонне (IV, а), двусторонне (IV, б) вклинившиеся линзы или содержит множество линз (IV, в) из торфов или заторфованных грунтов;
- V – в пределах глубины сжимаемой толщи находится одна (V, а) или несколько прослоек (V, б) торфа или заторфованного грунта, границы которых в плане выходят за пределы пятна застройки здания

Засоленные грунты.

К засоленным грунтам относятся крупнообломочные песчаные грунты, имеющие в своем составе большое количество легко- и среднерастворимых солей. Химическая суффозия солей (недостаток).

Защитные материалы, водозащитные мероприятия, защита от коррозии.

Насыпные грунты.

К насыпным грунтам относятся грунты природного происхождения с нарушенной структурой, а также отходы промышленного производства. Свойства таких грунтов очень различны и зависят от многих факторов (вид исходного материала, степень уплотнения, однородность и т. д.).

1.5. Основные расчетные модели грунтов

Требования к расчетным моделям

Точность прогнозов в механике грунтов в большой степени определяется тем, с какой полнотой в уравнениях состояния отражаются особенности деформирования грунтов. При этом в практике проектирования для конкретных случаев используются расчетные модели грунта разной сложности.

Для широкого круга задач строительства оказалось возможным выделить те, где основной является оценка несущей способности (прочности и устойчивости) грунтов. Напротив, в других задачах наиболее важным будет прогноз деформаций основания и сооружения. Наконец, в некоторых задачах необходимы и оценка несущей способности, и прогноз деформаций грунтов. Однако эти расчеты можно проводить раздельно, что позволило распространить на расчеты оснований общие принципы расчетов по предельным состояниям:

- **расчет по несущей способности** (потеря устойчивости; хрупкое, вязкое или иного характера разрушения грунта; чрезмерные пластические деформации или деформации неустановившейся ползучести);
- **расчет по деформациям** (достижение состояния, затрудняющего нормальную эксплуатацию сооружения или снижающего его долговечность вследствие недопустимых перемещений – осадок, разности осадок, кренов и т. п.).

Существо расчетов по первой группе предельных состояний заключается в том, что расчетная нагрузка на основание не должна превышать силу предельного сопротивления грунтов основания. По второй группе предельных состояний совместная деформация сооружения и основания не должна превышать предельной для конструктивной схемы данного сооружения.

Такой подход обусловил возможность использования наиболее простых расчетных моделей грунтов: для расчетов конечных напряжений и стабилизированных осадок – *теории линейного деформирования грунта*; для расчетов развития осадок во времени – *теории фильтрационной консолидации грунта*; для расчетов несущей способности, прочности, устойчивости и давления грунта на ограждения – *теория предельного напряженного состояния грунта*.

Модель теории линейного деформирования грунта

Применимость этой модели к грунтам была впервые обоснована трудами Н. П. Пузыревского, К. Терцаги, Н. М. Герсеванова, В. А. Флорина, Н. А. Цытовича. Эта модель наиболее распространена в инженерной практике благодаря своей простоте и возможности использования хорошо разработанного математического аппарата теории упругости для описания напряженно-деформированного состояния грунтов.

Теория линейного деформирования грунта базируется на предположении, что при однократном нагружении (или разгрузке) зависимость между напряжениями и деформациями в

грунтах линейна. Кроме того, при нагружении рассматривается лишь общая деформация грунта без разделения ее на упругую и пластическую составляющие. Первое допущение обеспечивает возможность использования для расчетов напряжений в массиве грунта аппарата теории упругости, а второе – при известных напряжениях рассчитывать конечные деформации основания. Использование теории линейного деформирования грунта всегда требует установления предела ее применимости.

Уравнения состояния модели теории линейного деформирования записываются в виде обобщенного закона Гука:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E}[\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]; & \gamma_{xy} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xy}; \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E}[\sigma_y - \nu(\sigma_z + \sigma_x)]; & \gamma_{yz} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{yz}; \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E}[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]; & \gamma_{zx} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{zx},\end{aligned}$$

где E – модуль общей линейной деформации; ν – коэффициент поперечного линейного расширения (коэффициент Пуассона).

Теорию линейного деформирования иногда называют *теорией упругости грунтов*. Формально это справедливо, так как она использует математический аппарат теории упругости. Однако нужно иметь в виду, что это сходство чисто формальное, так как теория линейного деформирования рассматривает общие деформации, не разделяя их на упругие и пластические. Кроме того, нагружение и разгрузка грунта в теории линейного деформирования происходят по разным законам и описываются различными по величине характеристиками деформируемости грунта.

Модель теории фильтрационной консолидации

В наиболее простой постановке теория описывает деформирование во времени полностью водонасыщенного грунта (грунтовой массы). Принимается, что полное напряжение, возникающее в элементе грунта от приложенной нагрузки, разделяется на напряжения в скелете грунта (эффективные напряжения) и давление в поровой воде (поровое давление). В различных точках массива грунта под действием нагрузки возникают разные значения порового давления. Вследствие этого образуется разность напоров в поровой воде и происходит ее отжатие в менее нагруженные области массива. Одновременно под действием эффективных напряжений происходят перекомпоновка частиц и уплотнение грунта.

Математическое описание этого процесса базируется на основной предпосылке о неразрывности среды, сформулированной академиком Н. Н. Павловским еще в 1922 г., т. е. считается, что уменьшение пористости грунта (его уплотнение) пропорционально расходу воды (оттоку воды из пор грунта). Следствием этого является важное положение о том, что скорость деформации грунта будет находиться в прямой зависимости от скорости фильтрации в нем поровой воды. Поэтому *основной характеристикой грунта*, определяющей время протекания процесса фильтрационной консолидации, является *коэффициент фильтрации*. В теории фильтрационной консолидации скелет грунта принимается линейно деформируемым.

Следует отметить, что в инженерной практике используются и более сложные модели теории консолидации, учитывающие трехкомпонентный состав грунта, сжимаемость поровой воды, ползучесть скелета и другие процессы, возникающие в грунте при его деформациях. Такие модели описаны в трудах Н. М. Герсеванова, В. А. Флорина, М. А. Био, Ю. К. Зарецкого, З. Г. Тер-Мартirosяна и других ученых.

Модель теории предельного напряженного состояния грунта

Данная модель относится только к предельному состоянию, т. е. к такому напряженному состоянию, когда в массиве грунта от действующих нагрузок сформировались значительные по размерам замкнутые области, в каждой точке которых устанавливается состояние предельного равновесия. Потому теорию предельного напряженного состояния часто называют *теорией предельного равновесия грунта*.

Теория предельного равновесия грунта позволяет определить предельную нагрузку на основание (его предельная несущая способность), но при этом невозможно определить деформации грунта. Решения теории предельного равновесия используются также для общих расчетов устойчивости сооружений и оснований, откосов и склонов, определения давления грунта на ограждения. В основе современных решений теории предельного равновесия лежат фундаментальные работы В. В. Соколовского.

Теории нелинейного деформирования грунтов

Теории нелинейного деформирования грунтов применяются для расчетов напряженно-деформированного состояния и оценки прочности оснований и грунтовых сооружений, когда связь между напряжениями и деформациями существенно нелинейна, поэтому они часто называются *теориями пластичности грунтов*.

Значительное распространение в инженерной практике получила *деформационная теория пластичности*, основанная на теории малых упругопластических деформаций академика А. А. Ильюшина. В наиболее простом виде эта теория исходит из допущения, что объемная и сдвиговая деформации зависят только соответственно от среднего нормального напряжения и интенсивности касательных напряжений, т. е. $\varepsilon_V = \psi(\sigma_m)$; $\gamma_i = f(\tau_i)$. Однако деформационная теория пластичности не учитывает некоторые процессы, происходящие в грунте. Более точные решения можно получить с помощью **теории пластического течения**. Однако это приводит к усложнению экспериментов для определения параметров уравнения состояния и расчетного аппарата анализа. Теорию пластического течения применяют при решении сложных задач гидротехнического строительства.

Различные модификации теорий нелинейного деформирования грунтов представлены в работах С. С. Вялова, А. Л. Гольдина, Ю. К. Зарецкого, А. Л. Крыжановского, В. Г. Федоровского, В. И. Соломина, В. Г. Николаевского и др.

2. Физические свойства грунтов, классификация грунтов по физическим свойствам

2.1. Основные характеристики физических свойств грунтов, отбор образцов

Физические свойства грунтов характеризуют их физическое состояние в условиях природного (ненарушенного) залегания.

Исследование свойств грунтов предусматривает получение материала горных пород для определения показателей их физико-технических свойств – *отбор проб*.

Количество отобранного грунта должно быть таким, чтобы состав и свойства пробы соответствовали составу и свойствам опробуемого слоя. Чем более неоднороден грунт, тем больше должна быть проба. Ее размер должен соответствовать технологическим требованиям лабораторных исследований, а общая масса материала должна быть достаточной для всего комплекса лабораторных работ.

Отбираемые пробы могут быть с нарушенным или ненарушенным сложением (*монолит*). Чем меньше нарушается структура грунта в процессе его отбора и на всем пути следования до лаборатории, тем больше будет достоверность показателей.

Пробы и монолиты отбирают из *обнажений* (мест выхода горных пород на земную поверхность) и из *горных выработок* (скважин, шурфов, штолен, траншей, расчисток и т. д.).

Поскольку при нарушении структурных связей грунта его свойства изменяются, желательно изучать состояние грунта при ненарушенной структуре.

Бурение скважин является основным видом разведочных работ при инженерно-геологических и гидрогеологических исследованиях.

Буровая скважина – это цилиндрическая вертикальная (иногда наклонная или горизонтальная) горная выработка малого диаметра, выполняемая буровым инструментом. Начальную точку скважины называют *устьем*, а конечную *забоем*. Образцы горных пород, извлекаемые из скважины, называют *керном*, если они представляют собой монолиты цилиндрической формы, или *шламом*, если порода раздроблена.

Диаметр скважин, используемых при инженерно-геологических изысканиях, обычно находится в пределах от 34 до 273 мм (для гидрогеологических целей – больше). Глубина скважин определяется задачами исследований и для инженерно-строительной целей редко превышает 30 м, а при поиске вод для водоснабжения может быть более 800 м.

К преимуществам бурения относят высокую скорость проходки, возможность достижения больших глубин, механизацию операций, мобильность установок. Недостатками метода являются невозможность осмотра стенок скважины, небольшой размер образцов, необходимость промывки скважины при бурении.

По окончании полевых работ из скважин извлекают инструмент и обсадные трубы, выработки тщательно цементируют, грунт утрамбовывают, а поверхность земли выравнивают.

Проходка шурфов осуществляется путем разрушения пород в забое горной выработки и извлечения их на поверхность Земли. При небольших объемах работ разрушение малопрочных пород производят вручную. В других случаях возможно использование пневматических молотков и даже взрывчатых веществ. В настоящее время широко внедряется механизированный способ проходки шурфов круглого сечения – дудок – с помощью специальных шурфопроходческих установок.

Недостатком шурфов является высокая стоимость и трудоемкость работ, особенно в скальных горных породах. В малоустойчивых породах стенки шурфов приходится крепить. При проходке водонасыщенных пород организуют водоотлив. По окончании полевых работ шурфы ликвидируют аналогично скважинам (засыпка, трамбование).

Из открытых горных выработок и обнажений монолиты вырезают в форме куба или параллелепипеда со сторонами не менее 100 мм и не более 250 мм с помощью ножа и лопаты (см. рис. 2.1). Шурфы позволяют детально изучить геолого-литологический разрез участка, отобрать любые по размеру образцы грунтов и проводить опытные полевые работы.

Консервация образцов. С целью сохранения естественной влажности, отобранные монолиты и пробы подлежат немедленной консервации способом *парафинирования*. Монолит или керн обматывают двумя слоями марли, крупнозернистые и пористые грунты заворачивают в полиэтилен.

Транспортировка проб. Нарушенные образцы отправляют в лабораторию в жестких обоймах (металлических или пластмассовых банках). Открытые грани образцов закрывают герметичными крышками, горловину банки парафинируют. Если не требуется сохранить влажность, образцы помещают в мешочки или в ящики, снабдив двумя этикетками.

Хранение проб. Образцы хранят при температуре не менее 2 °С и не более 20 °С при относительной влажности не более 80 %. Монолиты грунтов текучепластичной и мягкопластичной консистенции хранят не более 45 дней со дня отбора до лабораторных испытаний. Образцы полутвердой и твердой консистенции можно хранить до 90 дней (при температуре выше 20 °С – до 15 дней).

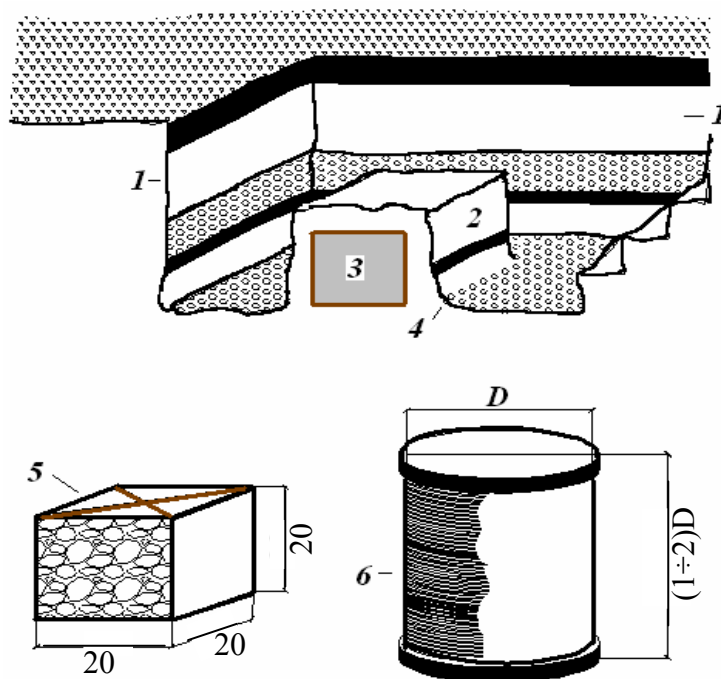


Рис. 2.1. Отбор монолитов грунта:
 1 – стенки шурфа; 2 – останец; 3 – монолит; 4 – место среза;
 5 – вырезанный монолит; 6 – контейнер

Подготовка проб к исследованию. Для непосредственной подготовки пробы к анализу ее сокращают методом *квартования*. Для этого из общей пробы воздушно-сухого грунта отбирают не менее 100 г мелко- и среднезернистых песков, не менее 400 г крупнозернистых песков и гравия, не менее 4 кг щебня и галечника. Грунт тщательно перемешивают и распределяют по ровной поверхности слоем около 0,5 см. Затем двумя взаимно перпендикулярными линиями разделяют на 4 равные части – *квартанты*. Два противоположных по диагонали квадранта оставляют в качестве сокращенной пробы, два других удаляют. Эти действия продолжают до тех пор, пока не остается необходимый объем грунта.

Показатели некоторых физических свойств грунтов могут определяться непосредственно в полевых условиях без отбора образцов с применением косвенных способов исследования, например, зондирования.

Также непосредственно в полевых условиях (визуально) можно предварительно определить вид грунта (табл. 2.1).

Таблица 2.1

Определение вида грунта в полевых условиях (визуально)

Грунт	Ощущения при растирании в руке	Вид в лупу	Состояние в сухом виде
1	2	3	4
Глинистый	Песчаные частицы не чувствуются, комочки раздавливаются с большим трудом	Песчинок не видно	Очень твердый в кусках
Суглинистый	Чувствуются песчаные частицы. Отдельные комочки раздавливаются легче	Ясно видно присутствие песчинок на фоне тонкого грунта	Комья и куски менее твердые, при ударе молотком рассыпаются в мелочь

1	2	3	4
Суглинистый пылеватый	Песок не чувствуется, комочки раздавливаются сравнительно легко	Песка очень мало, видны тонкие пылеватые частицы	Комья и куски менее твердые, при ударе молотком рассыпаются в мелочь
Пылеватый	Производит впечатление сухой муки	Песка очень мало, пылеватых частиц очень много	Комья очень непрочные и легко рассыпаются
Супесчаный	Песчаные частицы преобладают, комочки раздавливаются без труда	Песчаные частицы преобладают над глинистыми и пылеватыми	Комья легко рассыпаются от давления руки
Песчаный	Глинистые частицы не чувствуются, рыхлая, несцементированная масса	Видны только песчаные частицы	Цементация отсутствует, сыпучий грунт

Наиболее приемлемыми для последующего использования в расчетах следует полагать показатели (характеристики) определений, произведенных для данных конкретных разновидностей грунтов.

Однако за неимением результатов таких определений можно воспользоваться результатами испытаний аналогичных грунтов, но достаточно близких к тем, которые залегают в основании сооружения. Можно иногда воспользоваться результатами, полученными в данной местности и в другое время ранее или, наконец, результатами других статистических обобщений. Все это зависит от важности, назначения и категории объекта.

Вследствие неоднородности любого рассматриваемого слоя грунта и ошибок при измерениях во время экспериментального определения характеристик грунта эти величины находят многократно, и полученные результаты обрабатывают методами математической статистики.

Минимально в математической статистике принято считать достаточным 6 определений. Однако чем большее количество результатов определений введено в формулу для статистического нахождения среднего значения, тем «точнее» оказывается результат.

Нормативными считаются средние значения показателей или характеристик, определяемые как среднеарифметические. Если характеристику обозначить через X , а X_i – значение, полученное в одном из опытов, число которых n , то среднее значение будет

$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$. Чтобы использовать в расчете характеристику, следует найти ее расчетное значение

$X_n = \gamma_n \cdot \bar{X}$, где γ_n – безразмерный коэффициент надежности. Для физических характеристик грунта коэффициент надежности часто принимается $\gamma_n = 1$.

При переходе к расчетному значению учитывается, что среднее значение вследствие неоднородности грунта и ограниченного числа определений может содержать ошибку, которая должна быть исключена. Ошибки могут быть прямыми, связанными с применением неправильной методики определения, или плохой аппаратурой – это ошибки систематические. Для грунтов характерно свойство флуктуации, то есть случайных отклонений величин характеристик, которые характеризуют систему из большого числа элементов, от их среднего значения. Ошибки, точнее отскоки, могут быть большими. Такие ошибки называются грубыми, и эти величины исключаются из дальнейшего рассмотрения.

Ошибки ε_i величин, включаемых в рассматриваемую совокупность, из которой исключены большие случайные отскоки, устанавливаются как разности $\varepsilon_i = X_i - \bar{X}$. Относительные ошибки вычисляются по формуле $\delta_i = \frac{\varepsilon_i}{\bar{X}} = \frac{X_i}{\bar{X}} - 1$. Средние значения ошибок вычисля-

ются либо как $\bar{\varepsilon} = \frac{\sum_1^n |X_i - \bar{X}|}{n} = \frac{\sum_1^n |\varepsilon_i|}{n}$, либо как среднеквадратичные отклонения, равные

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_1^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}.$$

При испытаниях следует выполнять требования соответствующих государственных стандартов, если они имеются, или различных ведомственных нормативных документов. Для испытаний используются стационарные, либо полевые лаборатории. Предпочтительными являются прямые методы испытаний, но в ряде случаев используются результаты косвенных методов исследования.

2.2. Основные, производные и классификационные характеристики грунта

Физические характеристики грунтов позволяют количественно оценить их свойства и не зависят от применяемых методов расчета грунтовых сред. Ряд физических характеристик грунтов может быть получен, исходя из представления грунта как многокомпонентной среды, в общем случае состоящей из твердых частиц, жидкости (воды) и газа (рис. 2.2).

Различают физические, прочностные и деформационные характеристики грунта. Физические характеристики подразделяются на основные, производные и классификационные. Основными являются характеристики, определяемые из опыта. Остальные физические характеристики являются расчетными. Введем следующие условные обозначения физических величин, показанных на рис. 2.2; ρ_w, γ_w – плотность и удельный вес воды; g – ускорение свободного падения.

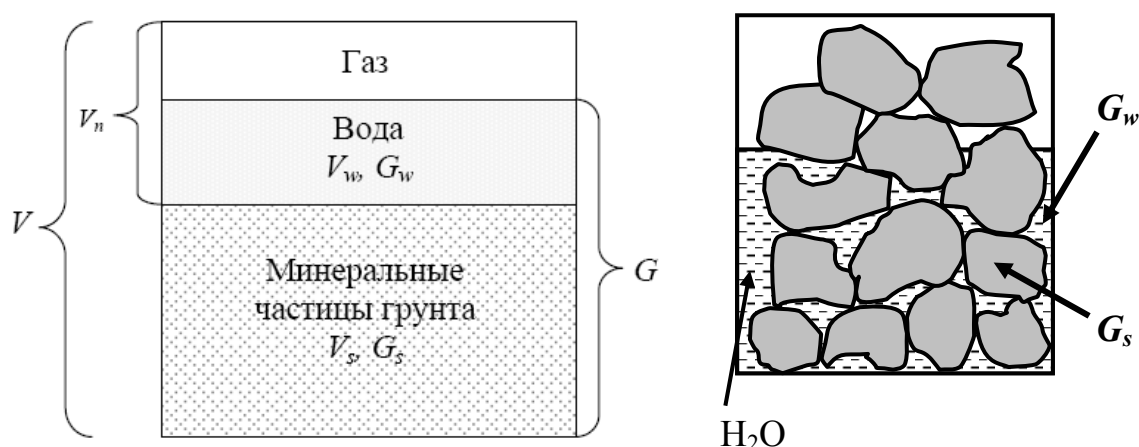


Рис. 2.2. Модель грунта: V – объем образца грунта; V_s – объем минеральных частиц грунта в объеме V ; V_n – объем пор в объеме V ; V_w – объем воды в порах; G – масса образца грунта; G_s – масса частиц грунта (скелета); G_w – масса содержащейся в порах воды; $G_{w,p}$ – то же в заданном состоянии грунта на границе пластичности (раскатывания); $G_{w,L}$ – то же в заданном состоянии грунта на границе текучести

Данные о свойствах грунтов для наглядности представим в табличной форме (табл. 2.2, 2.3, 2.4).

В формулах плотность воды ρ_w обычно принимают равной 1 г/см^3 (или 1 т/м^3), удельный вес γ_w равным 10 кН/м^3 . Строго говоря, это не соответствует действительности, так как плотность прочносвязанной воды существенно больше единицы. Однако методика определения ρ_w с учетом плотности связанной воды, большей по сравнению со свободной, пока еще не разработана. Кроме того, при малом количестве прочносвязанной воды в грунте погрешность при расчете небольшая.

Таблица 2.2

Основные физические характеристики грунта

Наименование	Обозначение	Размерность	Формула для вычисления
Плотность грунта	ρ	кг/м	$\rho = G/V$
Удельный вес грунта	γ	кН/м ³	$\gamma = \rho \cdot g$
Плотность частиц грунта	ρ_s	кг/м	$\rho_s = G_s/V_s$
Удельный вес частиц грунта	γ_s	кН/м ³	$\gamma_s = \rho_s \cdot g$
Влажность грунта	W	безразмерна	$W = (G - G_s)/G_s = G_w/G_s$
Влажность на границе пластичности (раскатывания)	W_P	безразмерна	$W_P = G_{w,p}/G_s$
Влажность на границе текучести	W_L	безразмерна	$W_L = G_{w,L}/G_s$

Таблица 2.3

Производные физические характеристики грунта

Наименование	Обозначение	Размерность	Формула для вычисления
Плотность сухого грунта	ρ_d	кг/м ³	$\rho_d = G_s/V = \rho / (1+W)$
Удельный вес сухого грунта	γ_d	кН/м ³	$\gamma_d = \rho_d \cdot g = \gamma / (1+W)$
Коэффициент пористости	e	безразмерна	$e = V_n/V_s = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d = \rho_s / \rho_d - 1$
Пористость	n	безразмерна	$n = V_n/V = (\rho_s - \rho_d) / \rho_s = 1 - \rho_d / \rho_s$
Плотность грунта с учетом взвешивающего действия воды	ρ_o^{636}	кг/м ³	$\rho_o^{636} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e}$
Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды	γ_o^{636}	кН/м ³	$\gamma_o^{636} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$

Классификационные физические характеристики грунта

Наименование	Обозначение	Размерность	Формула для вычисления
Число пластичности	I_p	безразмерна	$I_p = W_L - W_p$
Показатель текучести	I_L	безразмерна	$I_L = (W - W_p) / (W_L - W_p) = (W - W_p) / I_p$
Степень влажности (коэффициент водонасыщенности)	S_r	безразмерна	$S_r = V_w / V_n = (\rho_s / \rho_w) \cdot (W/e)$
Полная влагоемкость	W_{sat}	безразмерна	$W_{sat} = (p_w / p_s) \cdot e$ (соответствует $S_r = 1$)
Коэффициент относительной плотности (индекс плотности)	D	безразмерна	$D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$, e_{max} – коэффициент пористости грунта в max рыхлом его состоянии; e_{min} – коэффициент пористости грунтов в min рыхлом его состоянии
Относительная деформация просадочности	ε_{sl}	безразмерна	$\varepsilon_{sl} = \frac{h_{n,p} - h_{sat,p}}{h_{n,g}}$, где $h_{n,p}$ и $h_{sat,p}$ – высота образца соответственно природной влажности и после его полного водонасыщения ($w = w(sat)$) при давлении p , равном вертикальному напряжению на рассматриваемой глубине от внешней нагрузки и собственного веса грунта $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$ $h_{n,g}$ – высота того же образца природной влажности при $p = \sigma_{zg}$

Приведенные в таблицах формулы для вычисления производных и классификационных физических характеристик грунта получены в результате преобразования выражений, являющихся определениями этих характеристик:

$$\rho_d = \frac{G_s}{V} = \frac{G - G_w}{V} = \rho - \frac{G_s \cdot W}{V} = \rho - \rho_d \cdot W = \frac{\rho}{1 + W};$$

$$e = \frac{V_n}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s} = \frac{V}{V_s} - 1 = \left(\frac{G_s}{\rho_d} \right) / \left(\frac{G_s}{\rho_s} \right) - 1 = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d};$$

$$n = \frac{V_n}{V} = \frac{V - V_s}{V} = 1 - \frac{V_s}{V} = 1 - \left(\frac{G_s}{\rho_s} \right) / \left(\frac{G_s}{\rho_d} \right) = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s};$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_n} = \left(\frac{G_w}{\rho_w} \right) / \left(\frac{G_s}{\rho_s} \cdot e \right) = \left(\frac{G_s \cdot W}{\rho_w} \right) / \left(\frac{G_s \cdot e}{\rho_s} \right) = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_w \cdot e}.$$

2.3. Строительная классификация грунтов по физическим свойствам

Плотность – отношение массы твердых частиц грунта к их объему. Эта характеристика зависит только от плотности слагающих грунт минералов. Кроме того, различают еще несколько подобных характеристик, учитывающих содержание в грунте воды, газов и т. д. (объемная масса скелета грунта, объемная масса абсолютно сухого грунта, объемная масса влажной породы).

Плотность грунта определяют взвешиванием чаще всего по образцу, взятому в режущее кольцо, иногда парафинированием или другими методами, в т. ч. путем гамма-каротажа. Плотность твердых частиц находят с помощью пикнометра. Влажность грунта устанавливают взвешиванием образца естественной влажности до и после высушивания (до постоянной массы) при температуре $105(\pm 2)$ °С.

Влажность – содержание в грунте того или иного количества воды.

Влажность грунта бывает весовой и объемной. Весовой влажностью называется отношение веса воды в образце грунта к весу твердых частиц грунта (скелета). Объемной влажностью называется отношение объема воды в образце грунта к объему, занимаемому твердыми частицами (скелетом грунта). Для одного и того же грунта весовая влажность меньше, чем его объемная влажность. Влажность грунта может быть больше единицы или 100 % (например у ила, торфа).

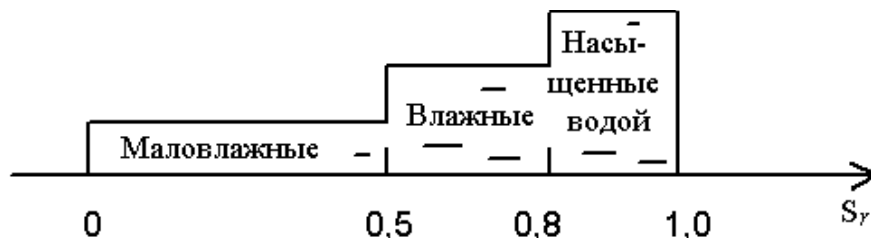
Разделение физических характеристик грунта на производные и классификационные весьма условно, так как и те, и другие одновременно являются и производными, и классификационными. По величине удельного веса сухого грунта можно делать предварительные выводы о пригодности данного грунта для целей строительства. Грунты с удельным весом сухого грунта в пределах $11 - 13 \text{ кН/м}^3$, как правило, являются непригодными для целей строительства. Прочным грунтам соответствует удельный вес в сухом состоянии в пределах $16 - 18 \text{ кН/м}^3$.

Пористость – суммарный объем всех пор в единице объема грунта, независимо от их величины, заполнения и характера взаимосвязи. Коэффициент пористости равен отношению объема пустот к объему твердой фазы грунта, выраженному в долях единицы.

Коэффициент пористости и пористость позволяют более дифференцированно оценить пригодность грунтов для целей строительства. Например, при значении коэффициента пористости больше единицы грунты, как правило, непригодны для целей строительства. Прочным грунтам соответствуют значения коэффициентов пористости в пределах $0,4 - 0,6$. Кроме этого, коэффициент пористости и показатель текучести являются входными параметрами в нормативные таблицы, позволяющие определять для предварительных расчетов прочностные и деформационные характеристики грунта.

Степенью водонасыщения, или степенью влажности называют отношение объема воды к объему пор.

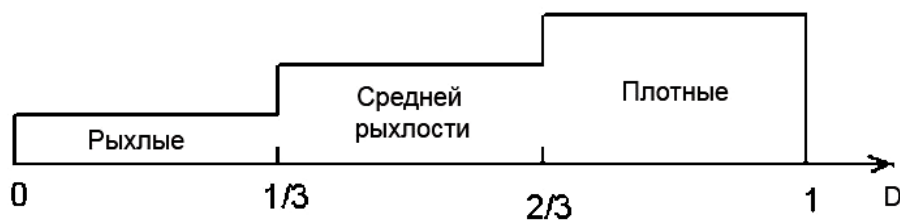
По степени влажности крупнообломочные и песчаные грунты подразделяются: $S_r \leq 0,5$ – маловлажные, $0,5 < S_r \leq 0,8$ – влажные, $0,8 < S_r \leq 1$ – насыщенные водой.



Грунты называют насыщенными водой при $S_r > 0,8$, потому что они не содержат воздуха, сообщающегося с атмосферой. Пылевато-глинистые грунты (не лёссовые) ниже зоны аэрации чаще всего имеют $S_r > 0,8$. В связи с этим состояние по водонасыщенности используют как характеристику преимущественно для песчаных, крупнообломочных и лёссовых грунтов.

Плотность сложения – это плотность укладки-упаковки частиц.

Для песчаных грунтов плотность имеет первостепенное значение при оценке их свойств как оснований для сооружения. Если $0 \leq D \leq 1/3$ – рыхлое состояние, $1/3 \leq D < 2/3$ – средняя плотность, $2/3 < D \leq 1$ – плотное состояние.



Значение e_{\max} определяют при свободном насыпании песка в мерный сосуд, а значение e_{\min} – при максимальном уплотнении песка постукиванием или вибрированием в мерной колбе.

Поскольку кварцевые окатанные пески имеют более или менее стабильные значения e_{\max} и e_{\min} , ГОСТ 5180–84 рекомендует определять их состояние по плотности сложения, руководствуясь приведенной в нем таблицей коэффициента пористости e . Для нахождения коэффициента e необходимо иметь образец грунта ненарушенной структуры. Отбор образцов песчаного грунта ниже уровня подземных вод требует применения специальной аппаратуры.

Состояние грунтов по плотности сложения правильнее определять на основании данных статического или динамического зондирования, полученных с применением стандартных зондов. По сопротивлению, которое оказывает грунт погружению в него зонда, с учетом крупности и обводненности песка по таблицам СНиП 11–02–96 устанавливают состояние песка.

Пластичность – способность грунта изменять форму без нарушения сплошности под воздействием внешних усилий и сохранять приданную форму после устранения воздействия. Пластичность грунтов изменяется в зависимости от количества и качества находящейся в грунте воды.

Консистенция – степень подвижности частиц грунта, обусловленная различным содержанием в нем воды.

Если взять образец пылевато-глинистого грунта, находящегося в пластическом состоянии (когда из глины можно лепить), и высушить его, то глина превращается в твердое тело. Если же, наоборот, к образцу добавлять воду, можно достигнуть такого состояния, при котором глина по свойствам будет соответствовать вязкой жидкости. Таким образом, пылевато-глинистые грунты могут менять консистенцию (густоту теста) от твердой до текучей.

Для определения консистенции грунта находят характерные влажности, соответствующие границе раскатывания (пластичности) W_p и границе текучести W_L (здесь W_p – влажность грунта, при которой он теряет способность раскатываться в шнур диаметром 2...3 мм; W_L – влажность грунта, при которой стандартный конус погружается в образец на глубину 10 мм). Разность между этими влажностями называется *числом пластичности* I_p .

По числу пластичности устанавливают вид пылевато-глинистого грунта (табл. 2.5).

Таблица 2.5

Разновидности глинистых грунтов по числу пластичности

Значение числа пластичности	Наименование вида грунта
$0,01 > I_p$	песчаный грунт
$0,01 \leq I_p \leq 0,07$	супесь
$0,07 < I_p \leq 0,17$	суглинок
$I_p > 0,17$	глина

Для большей наглядности классификацию вида грунта по числу пластичности удобно представить в форме диаграммы:



По показателю текучести устанавливают состояние (консистенцию) грунта. Различают состояния: твердое ($0 > I_L$); пластичное ($0 \leq I_L < 1$); текучее ($I_L \geq 1$). Пластичное состояние суглинков и глин подразделяют на полутвердое (твердопластичное), тугопластичное, мягкопластичное и текучепластичное (табл. 2.6).

Таблица 2.6

Разновидности глинистых грунтов по показателю текучести

Разновидность глинистых грунтов	Показатель текучести I_L
Супесь:	
• твердая	< 0
• пластичная	$0 - 1$
• текучая	> 1
Суглинки и глины:	
• твердые	< 0
• полутвердые	$0 - 0,25$
• тугопластичные	$0,25 - 0,50$
• мягкопластичные	$0,50 - 0,75$
• текучепластичные	$0,75 - 1,00$
• текучие	$> 1,00$

Прочные грунты находятся, как правило, в состоянии от твердого до тугопластичного. Ниже приводится диаграмма, позволяющая установить состояние пылевато-глинистого грунта по показателю текучести:



Текучее и текучепластичное состояние грунта делают его непригодным для целей строительства. Если полная влагоемкость грунта W_{sat} превышает его влажность на границе текучести W_L , это свидетельствует о непригодности грунта для целей строительства при потенциальной подтопляемости территории. Физические характеристики грунта используются для анализа инженерно-геологических условий площадки строительства с выводами о пригодности грунтов, слагающих сжимаемую толщу в основании фундаментов.

Относительная просадочность грунта определяется на основе испытаний образцов грунта на сжатие без возможности бокового расширения. По относительной деформации просадочности ε_{st} глинистые грунты подразделяют согласно таблице 2.7.

Разновидности глинистых грунтов по показателю относительной деформации просадочности ε_{sl}

Разновидность глинистых грунтов	Относительная деформация просадочности ε_{sl} , д. е.
Непросадочный	$< 0,01$
Просадочный	$\geq 0,01$

Состояние грунтов по плотности сложения, консистенции глинистых грунтов и выявлению слабых прослоек грунта правильнее определять на основании данных статического или динамического зондирования, полученных с применением стандартных зондов. По сопротивлению, которое оказывает грунт погружению в него зонда, с учетом крупности и обводненности песка, по таблицам СНиП 11–02–96 устанавливают состояние песка.

Зондированием грунта называется погружение в грунт конуса стандартного размера. При статическом зондировании измеряется усилие погружения (задавливания домкратом) конуса, при динамическом зондировании – количество ударов, необходимое для погружения конуса также на заданное расстояние по глубине.

В результате статического зондирования строятся графики зависимости удельного сопротивления погружению конуса с углом при вершине 60° в зависимости от глубины залегания грунтов, в которые он вдавливаются. При этом боковое сопротивление погружению штанги, на которую насажен конус, исключается.

В результате динамического зондирования строятся графики зависимости количества ударов для погружения стандартного конуса (на 10 см) или пробоотборника в зависимости от залегания тех или иных пластов грунта (рис. 2.3).

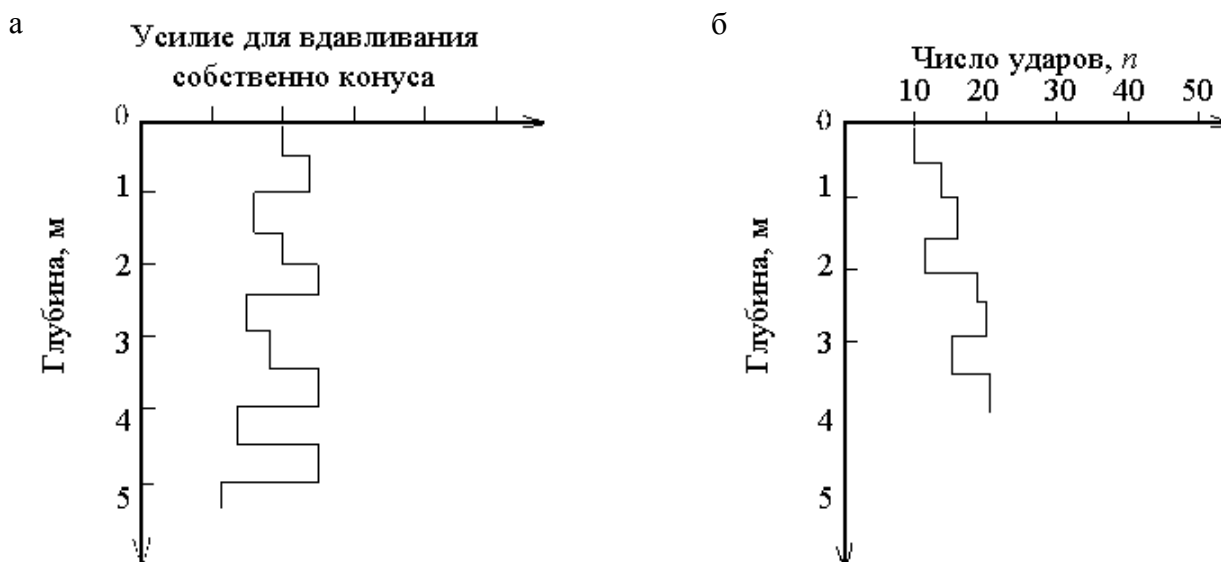


Рис. 2.3. Интерпретация результатов зондирования по глубине, м:
а – статического; б – динамического

После проведения зондирования выявляются слабые слои грунтов основания, и дается не только качественная, но и количественная оценка сопротивления грунтов внедрению конуса.

2.4. Понятие об оптимальной плотности скелета грунта и оптимальной влажности

При устройстве искусственно улучшенных оснований, засыпке грунтом пазух фундаментов, возведении насыпей при планировке территории или прокладке дорог приходится уплотнять грунт, в т. ч. и пылевато-глинистый. Для оценки уплотняемости грунт при данной влажности подвергают исследованию согласно ГОСТ 22733–77 в приборе СоюздорНИИ для стандартного уплотнения. Грунт укладывают в прибор тремя слоями, и каждый слой уплотняют 30...40 ударами стандартного груза, сбрасываемого с определенной высоты. Таким образом, исследуют один и тот же грунт при различных влажностях. После уплотнения определяют плотность (объемную массу) грунта ρ и влажность W . Затем вычисляют плотность (объемную массу) скелета грунта ρ_d , характеризующую его уплотненность, и строят графическую зависимость $\rho_d - w$ (рис. 2.4).

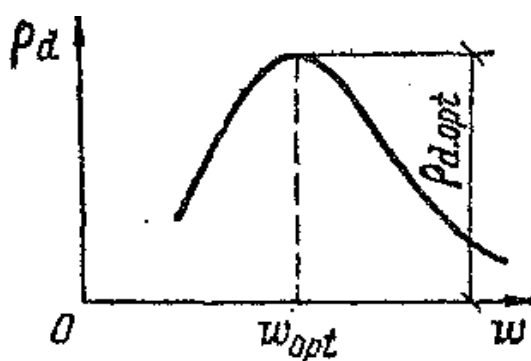


Рис. 2.4. Зависимость плотности (объемной массы) скелета грунта ρ_d от его влажности после стандартного уплотнения

По графику определяют влажность, при которой стандартным уплотнением достигается наибольшая плотность скелета грунта ρ_d . Эта влажность называется *оптимальной влажностью* W_{opt} , так как грунт, характеризуемый такой влажностью, при одной и той же затрате энергии может быть уплотнен до наибольшей плотности скелета грунта. Наибольшее значение ρ_d , достигнутое в приборе стандартного уплотнения при оптимальной влажности, называется *оптимальной плотностью скелета грунта* $\rho_{d,opt}$.

При устройстве искусственно улучшенных оснований и насыпей плотность скелета грунта обычно задается в долях единицы; за единицу принимается $\rho_{d,opt}$. Иногда для пылевато-глинистых грунтов в качестве оптимальной приближенно принимается влажность на границе раскатывания.

3. Основные закономерности сопротивления грунтов действию внешних нагрузок, механические свойства грунтов

3.1. Условия работы грунтов в массиве. Основные законы и свойства, механические характеристики

Механическими называются те свойства грунтов, которые характеризуют их поведение под нагрузкой.

Под действием передаваемых сооружением вертикальных или наклонных сил в массиве основания возникают нормальные и касательные напряжения, приводящие к деформации грунтов. Кроме того, грунт испытывает напряжения от собственного веса. Деформации от собственного веса грунта завершаются, как правило, в процессе образования и диагенеза грунтов. Напряжения, возникающие от усилий, передаваемых сооружением, приводят к дополнительной деформации грунтов. Наиболее часто имеют место деформации уплотнения грунтов под действием нормальных напряжений, реже – деформации сдвигов грунтов, вызываемые касательными напряжениями.

Воздействие нормальных напряжений на сплошные тела рассматривают в механике деформируемых тел (сопротивление материалов, теория упругости). Поскольку грунты относятся к дисперсным телам, кроме закономерностей деформируемости сплошных тел, приходится учитывать изменение объема пор при сжатии, т. е. рассматривать дополнительно закон уплотнения (закон компрессии). Кроме того, в грунтах, как и в сплошных телах, при действии нормальных напряжений наблюдается боковое расширение, но по более сложной закономерности.

Деформируемость сплошных тел под действием касательных напряжений характеризуется модулем сдвига при упругих деформациях, границей текучести при пластических деформациях и коэффициентом вязкости, обуславливающим вязкое течение. В грунтах деформации сдвигов рассматривают сравнительно редко, обычно интересуются сопротивлением их сдвигу при предельно напряженном состоянии. Это сопротивление зависит от угла внутреннего трения и удельного сцепления грунтов, определяемых в соответствии с законом сопротивления грунтов сдвигу.

Как деформируемость грунтов во времени, так и их сопротивление сдвигу зависит от долей напряжений, передаваемых на скелет грунта и на воду, находящуюся в порах. Поровая вода под действием возникающего в ней давления постепенно отжимается и передает его на скелет грунта, поэтому деформируемость грунтов и их сопротивление сдвигу зависят от фильтрационных способностей грунта. Кроме того, фильтрация воды в грунтах интересует строителей в отношении определения притока воды в котлован и расчета водопонижающих установок. Все это обуславливает необходимость изучения закона фильтрации поровой воды.

Итак, к основным закономерностям относятся **закон фильтрации**, описывающий водопроницаемость, **закон уплотнения**, определяющий сжимаемость, и **закон сопротивления сдвигу**, характеризующий сопротивляемость грунтов сдвигу.

Все механические характеристики грунта делятся на 3 группы:

I группа – для оценки деформативных свойств грунта.

(m_0) – коэффициент сжимаемости основания $\left(\frac{\text{см}^2}{\text{кг}}\right), \left[\frac{\text{м}^2}{\text{кН}}\right], \text{МПа}^{-1}$;

(m_v) – приведенный коэффициент сжимаемости основания;

E_0 – модуль общей деформации $\left(\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}\right), \text{МПа}$.

II группа – для оценки фильтрационных свойств грунта.

K_f – коэффициент фильтрации $\left(\frac{\text{см}}{\text{с}}\right), \left(\frac{\text{м}}{\text{сут.}}\right)$;

i – гидравлический градиент.

III группа – для оценки прочностных свойств грунтов.

φ – угол внутреннего трения (град);

C – коэффициент сцепления $\left(\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}\right), \text{МПа}$.

Для определения деформативных свойств грунтов проводятся компрессионные испытания.

3.2. Закон уплотнения, сжимаемость грунта. Компрессионная зависимость, компрессионные испытания. Коэффициент сжимаемости, модуль деформации грунта

Физические представления

Так как грунт состоит из твердых частиц и пор, которые частично или полностью заполнены водой, теоретически при его сжатии должны уменьшаться объемы всех трех компонентов – твердых частиц, воздуха (газа) и воды. Поскольку напряжения сжатия, возникающие обычно в основаниях сооружений, сравнительно небольшие, объемные деформации твердых частиц, состоящих из таких материалов, как кварц и полевой шпат и др., ничтожно малы и не учитываются. Следовательно, можно считать, что изменение объема грунта при сжатии происходит только из-за изменения объема пор.

Вследствие упругих деформаций скелета, (частиц) грунта, тонких пленок воды, расположенных между частицами, упругого сжатия пузырьков воздуха, а также сжатия поровой воды, содержащей растворенный воздух, могут происходить упругие изменения объема грунта. Такие деформации грунта, как правило, во много раз меньше остаточных. Последние развиваются, когда возникающие в грунте напряжения превышают его структурную прочность. В конечном счете остаточные деформации приводят к уплотнению (уменьшению пористости) грунта.

Деформации уплотнения развиваются в результате сдвигов или смещений отдельных частиц грунта относительно друг друга, а также при разрушении частиц, особенно в точках их контактов. Деформации уплотнения пылеватоглинистых грунтов чаще всего протекают медленно во времени. Это объясняется прежде всего тем, что при уплотнении из пор водонасыщенного грунта должна быть выдавлена вода, без этого грунт уплотняться не может, так как вода практически не сжимается. Процесс же выдавливания воды из водонасыщенных пылеватоглинистых грунтов вследствие их малой водопроницаемости продолжается длительное время. Медленное развитие деформаций как уплотнения, так и сдвигов обуславливается, кроме того, ползучестью связанной воды, окружающей твердые частицы, и ползучестью самого скелета грунта.

Все механические свойства грунтов обычно определяются опытным путем (исследования в полевых и лабораторных условиях).

Сжимаемость грунтов обуславливается изменением их пористости вследствие переупаковки частиц, ползучестью водных оболочек, вытеснением воды из пор грунта. Сжатие полностью водонасыщенных грунтов возможно только при условии вытеснения воды из пор грунта.

Исследуем грунт ненарушенной структуры, помещая его в *одеметр* (рис. 3.1).

Прикладываем нагрузку P_1 – произойдет уплотнение грунта, и коэффициент пористости станет e_1 . Нагрузка $P_2 > P_1$ – e_2 и т. д. (4 – 5 ступеней).

Затем будем снимать нагрузку и наблюдать за результатами. По результатам испытаний строим график *компрессионной кривой* (к. к.) (рис. 3.2).

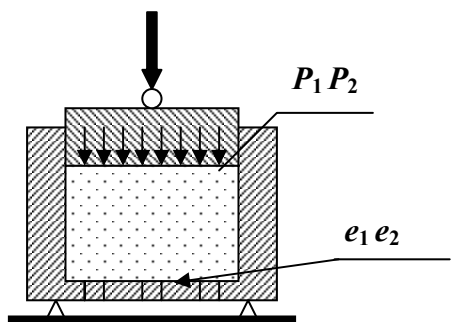


Рис. 3.1. Схема одометра (компрессионного прибора)

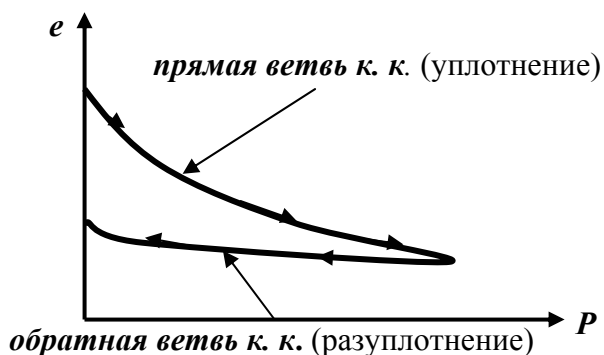


Рис. 3.2. Компрессионная кривая

Из графика видно, что происходит необратимое уплотнение грунта. Нас интересует в основном только **прямая ветвь к. к.**, **обратная ветвь к. к.** – возможность поднятия дна, при глубоких котлованах (рассматривается в основном в гидротехническом строительстве).

Компрессионная кривая позволяет судить о сжимаемости грунта.

Изобразим снова компрессионную кривую (рис. 3.3):

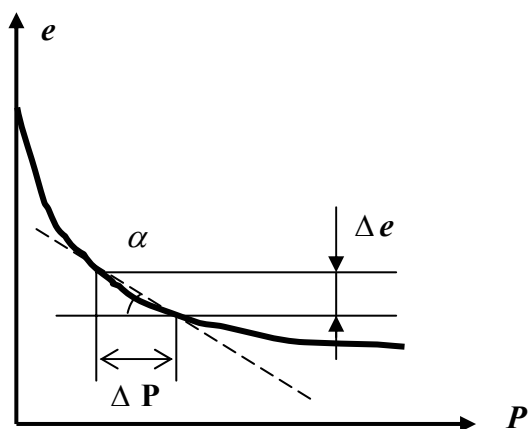


Рис. 3.3. Определение коэффициента сжимаемости

На небольшом участке рассмотрим приращение нагрузки ΔP и получим соответствующее Δe . Заменим дугу прямой и рассмотрим угол α .

Тангенс угла наклона касательной компрессионной кривой называется *коэффициентом сжимаемости* (m_o), $\text{tg } \alpha = m_o$.

Если

$$\begin{aligned} m_o < 0,005 & \text{ – грунт малосжимаемый,} \\ m_o = 0,005 \div 0,05 & \text{ – грунт среднесжимаемый,} \\ m_o > 0,05 \text{ [МПа}^{-1}\text{]} & \text{ – грунт сильносжимаемый.} \end{aligned}$$

Кроме этого используется коэффициент относительной сжимаемости

$$m_v = \frac{m_o}{(1 + e_o)}, \quad (3.1)$$

где e_o – начальный коэффициент пористости [МПа⁻¹].

$$\Delta e = -\text{tg } \alpha \Delta P$$

(–) показывает, что с увеличением нагрузки α уменьшается. α также может характеризовать сжимаемость.

Для фундаментов большинства зданий и сооружений характерно небольшое изменение давлений. Поэтому для них применяют **закон уплотнения грунта** – изменение коэффициента пористости прямо пропорционально изменению давления.

$$de = -m_o dP, \text{ (дифференциальная форма)}$$

$$m_o = -\frac{e_2 - e_1}{P_2 - P_1} \text{ (разностная форма).} \quad (3.2)$$

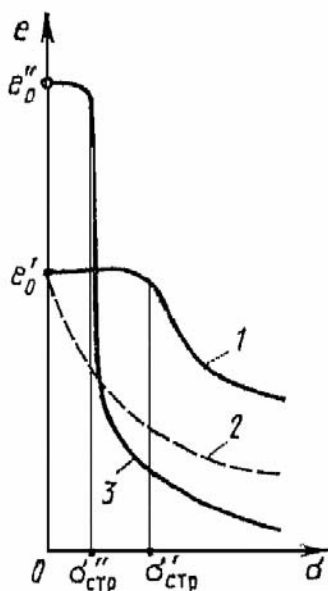


Рис. 3.4. Сжатие грунта при наличии структурной прочности (1), того же грунта, но нарушенной структуры (2), и сжатие «структурно-неустойчивого» грунта (3)

Существенной особенностью природных грунтов ненарушенной (естественной) структуры является наличие так называемой структурной прочности, которая проявляется при их компрессионных испытаниях (рис. 3.4). Благодаря наличию структурных и, в частности, цементационных (кристаллизационных) связей между частицами при относительно малых нагрузках на основной ветви компрессионной кривой до напряжений $\sigma_{стр}$ наблюдается практически горизонтальный участок, т. е. отсутствие уплотнения. При напряжениях, несколько больших структурной прочности $\sigma_{стр}$, в результате разрушения хрупких связей между частицами, происходит резкое нарастание деформаций (уменьшение e). Величина $\sigma_{стр}$ в некоторых грунтах может быть весьма малой (0,01...0,05 МПа), и поэтому для того, чтобы ее обнаружить, нужно тщательно сохранять структуру образца грунта и прикладывать нагрузку малыми ступенями очень плавно.

Наиболее ярко влияние структурной прочности проявляется в илистых грунтах и некоторых очень влажных глинах, например, иольдиевых глинах и др. Имея очень рыхлое сложение и, как след-

ствие, в водонасыщенном состоянии значительную влажность, эти грунты обладают структурной прочностью, после малейшего преодоления которой начинается «лавинное» разрушение связей между частицами и значительное, обычно катастрофическое для возведенных на них сооружений, стремление к значительному уплотнению водонасыщенного грунта (см. рис. 3.4, кривая 3). В результате этого ранее относительно прочный грунт переходит практически в состояние жидкости, поэтому такие грунты иногда относят к категории «структурно неустойчивых». Одним из возможных путей строительства на таких грунтах является максимальное сохранение в них структурных связей.

Во всех случаях, благодаря наличию структурных связей, сжимаемость любого грунта ненарушенной структуры меньше сжимаемости такого же грунта нарушенной структуры (имеющих одинаковые начальные коэффициенты пористости) (см. рис. 3.4, кривые 1 и 2).

Сопоставляя сжимаемость грунтов различных видов, следует сделать общее практически важное заключение об относительно малой сжимаемости несвязных грунтов и большой сжимаемости связных – глинистых грунтов при действии статических нагрузок. Рыхлый песок в результате действия возможных в строительной практике статических сжимающих напряжений невозможно существенно уплотнить и тем более добиться плотного сложения. Еще меньше уплотняются при статических нагрузках окатанные крупнообломочные грунты. Это объясняется «жесткостью» структуры таких грунтов, наличием непосредственных контактов между частицами и их формой. Ряд частиц крупнообломочных грунтов при нагрузке перемещается только после их разрушения или скола углов. В глинистых грунтах, содержащих пластинчатые частицы, окруженные пленками связанной воды, свойства сжимаемости при статических воздействиях проявляются весьма ярко.

Этими же особенностями структуры объясняется существенная разница в процессах «разбухания» несвязных и связных грунтов при их разгрузке. В несвязных грунтах «разбухание» мало и объясняется в основном упругой деформацией частиц. В глинистых грунтах, наоборот, явления разбухания ярко проявляются в основном за счет увеличения пленок связанной воды (расклинивающий эффект).

Также одной из величин, характеризующих сжимаемость грунта, является **модуль деформации грунта** E [МПа], который учитывает как упругие, так и остаточные деформации грунта.

$$E_o = \frac{\text{напряжение}}{\text{полная относительная деформация}} = \frac{P}{\lambda}.$$

(Аналогичен закону Гука, но там используется модуль упругой деформации)

Модуль деформации грунта может определяться тремя способами:

1. В лабораторных условиях по компрессионной кривой.

Модуль деформации грунта обратно пропорционален коэффициенту относительной сжимаемости грунта и прямо пропорционален некоторой функции коэффициента Пуассона, учитывающей вид напряженного состояния при компрессионном сжатии.

$$E_o = \frac{\beta_o}{m_v}, \quad (3.3)$$

где $\beta_o = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$; ν – **коэффициент Пуассона** (бокового расширения грунта), принимаемый для песков и супесей – 0,3, суглинков – 0,35, глин – 0,42. Коэффициент Пуассона – одна из физических характеристик материала упругого тела, равная отношению абсолютных значений относительной поперечной деформации элемента тела ε_x к его относительной продольной деформации ε_z , взятое с обратным знаком, в случае, если действуют только вертикальные напряжения σ_z (напряжения σ_x и σ_y в этом случае отсутствуют).

Коэффициент Пуассона изменяется теоретически от 1 до +0,5, а практически от 0 до +0,5. Коэффициент Пуассона не может быть более 0,5, так как в этом случае при всестороннем сжатии должен был бы увеличиваться объем грунта, что физически невозможно. Таким

образом, при $\sigma_x = \sigma_y = 0$ $\nu = -\frac{\Delta\varepsilon_x}{\Delta\varepsilon_z}$.

2. В полевых условиях с помощью штампов.

Выполняя отбор проб для испытания грунтов, мы нарушаем его структуру и, следовательно, нарушаем его свойства. Поэтому производят полевые испытания грунта штампами: большого и малого диаметра.

Штамповые испытания (рис. 3.5) заключаются в том, что штамп (круглая плита) устанавливается на дно котлована на предварительно зачищенную и разровненную поверхность грунта, после чего загружается ступенями нагрузки. Последующая ступень нагрузки прикладывается после затухания осадки от предыдущей ступени. По линейному участку зависимости осадки s , см, от нагрузки p , МПа, устанавливается модуль деформации E_o . Основным достоинством этого вида испытаний является то, что они ведутся непосредственно в грунтовом массиве. При испытаниях жесткими штампами требуется тщательная их установка на грунт с прилеганием по всей поверхности.

Штамповые испытания производятся также в скважинах. В этом случае штамп устанавливается в забое скважины. Применяются также винтовые штампы.

Стандартная площадь штампа $F = 5000 \text{ см}^2$.

Нагрузка увеличивается ступенями = 0,05 МПа.

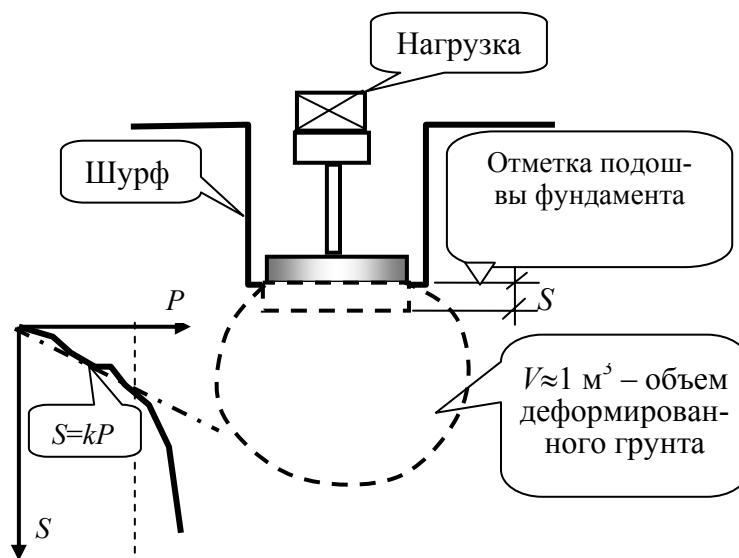


Рис. 3.5. Штамповые испытания грунта в котловане в полевых условиях

Измеряем осадку нашего штампа. Так как нагрузку задаем сами, то в любой момент времени знаем P .

$$S = \frac{\omega \times P \times b \times (1 - \nu^2)}{E_0} \text{ – формула Шлейхера-Буссинеска,} \quad (3.4)$$

ω – коэффициент, зависящий от жесткости штампа;

b – ширина штампа;

ν – коэффициент бокового расширения грунта (коэффициент Пуассона);

E_0 – модуль общей деформации.

Достоинства:

- испытание грунта ненарушенной структуры.

Недостатки:

- трудоемкость;
- продолжительность испытаний

$$E_0 = \frac{\omega \times P \times b \times (1 - \nu^2)}{S}. \quad (3.5)$$

Также для песчаных и пылевато-глинистых грунтов допускается определять модуль деформаций на основе результатов статического и динамического зондирования грунтов. В качестве показателей зондирования принимают: при статическом зондировании – сопротивление грунта погружению конуса зонда, а при динамическом зондировании – условное динамическое сопротивление грунта погружению конуса.

3. По таблицам СНиП 2.02.01–83 «Основания зданий и сооружений» и региональным нормативным документам, исходя из простейших физических характеристик грунта.

Для предварительных расчетов оснований сооружений I и II уровней ответственности, а также для окончательных расчетов оснований сооружений III уровня ответственности и опор воздушных линий электропередачи независимо от их уровня ответственности допускается определять нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов по таблицам в зависимости от их физических характеристик.

При соответствующем обосновании допускается использовать таблицы для окончательных расчетов сооружений II уровня ответственности (технически несложные сооружения, сооружения, малочувствительные к деформациям основания, и др.).

В качестве примера можно привести нормативные значения модуля деформации E , МПа, песков четвертичных отложений в зависимости от вида и коэффициента пористости e , таблица 3.1.

Таблица 3.1

Нормативные значения модуля деформации E , МПа, песков четвертичных отложений

Пески	Обозначения характеристик грунтов (Модуль деформации)	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	E	50	40	30	–
Средней крупности	E	50	40	30	–
Мелкие	E	48	38	28	18
Пылеватые	E	39	28	18	11

3.3. Закон сопротивления сдвигу для различных грунтов, характерные зависимости. Угол внутреннего трения и угол естественного откоса, трение и сцепление

Сдвиг – процесс изменения расположения частиц грунта под действием внешних сил.

Грунты в основании сооружений, а также при неодинаковых отметках их поверхности испытывают воздействие не только нормальных, но и касательных напряжений. Когда касательные напряжения по какой-либо поверхности в грунте достигают его предельного сопротивления, происходит сдвиг одной части массива грунта по другой.

Невозможно определить прочностные характеристики грунта в опыте на компрессионное сжатие. По этой причине используют схемы испытаний, в которых нагружение сопровождается развитием сдвиговых напряжений и деформаций.

Сопротивление грунта сдвигу (предельное) может быть установлено испытанием его образцов на прямой сдвиг (срез) путем трехосного сжатия, вдавливанием штампа с шаровой или конусообразной поверхностью, по результатам среза грунта крыльчаткой по цилиндрической поверхности и другими способами.

Если понятие прочности связного грунта не выходит за рамки традиционных представлений о прочности строительных материалов, то понятие прочности несвязных (сыпучих) грунтов требует дополнительных пояснений.

Механизм прочности несвязных грунтов заключается в следующем. Под действием сжимающих напряжений в грунте, в том числе вызванных его собственным весом, на контактных поверхностях минеральных частиц возникают силы трения, препятствующие взаимным перемещениям частиц. Кроме этого, между минеральными частицами, пересекающими условную плоскость, имеются зоны зацепления (взаимного проникновения), создающие нагельный эффект.

Таким образом, при сдвиге грунта по фиксированной плоскости возникает реакция, равная сумме сил трения по контактным поверхностям минеральных частиц. После преодоления сил трения происходит сдвиг грунта по фиксированной плоскости. При наличии зацепления между частицами сдвиг сопровождается переупаковкой минеральных частиц скелета грунта (рис. 3.6). Переупаковка скелета вызывает вначале доуплотнение грунта (дилатация), а при дальнейшем сдвиге – разуплотнение грунта (контракция). В предельном состоянии сдвиг грунта по фиксированной плоскости происходит без увеличения сдвигающей нагрузки.

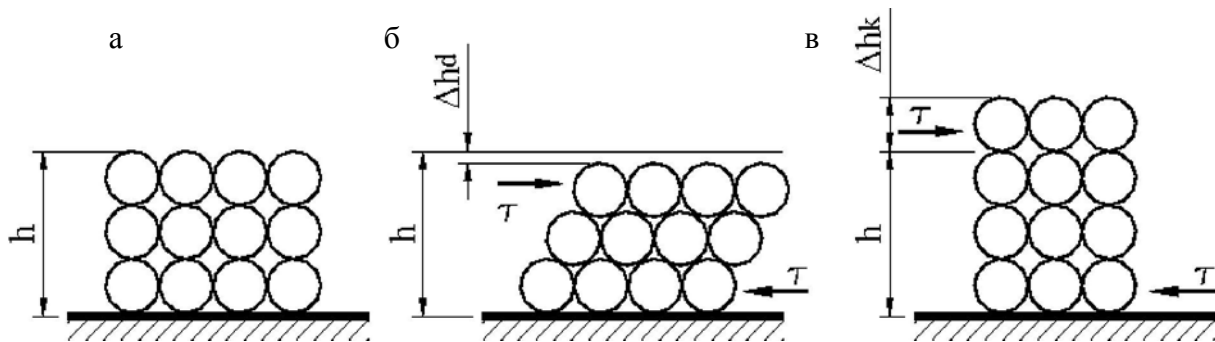


Рис. 3.6. Схемы дилатансионных явлений в песчаных и крупнообломочных грунтах:
 а – исходное состояние; б – дилатация – доуплотнение от действия сдвиговых напряжений t ;
 в – контракция – разуплотнение под действием сдвиговых напряжений t ;
 h – исходная высота образца; $\Delta h d$ – уменьшение высоты образца за счет дилатации;
 $\Delta h k$ – увеличение высоты образца за счет контракции

Таким образом, прочность несвязного грунта определяется уровнем действующих в нем сжимающих напряжений. Совершенно очевидно, что такой грунт не имеет прочности при одноосном напряженном состоянии, однако может обладать достаточно высокой прочностью при других видах напряженного состояния, которые возникают в грунтовом массиве при передаче на него нагрузок от фундаментов.

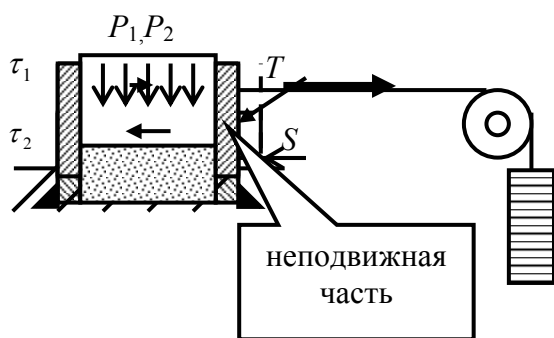


Рис. 3.7. Схема сдвигового прибора

Сдвиг можно определить в лаборатории опытным путем с использованием *сдвигового прибора* для грунтов ненарушенной структуры (рис. 3.7).

Прикладываем P_1 , затем прикладываем ступенями сдвигающую нагрузку (T), происходит сдвиг (разрушение образца) при τ_1 . Берем второй образец с P_2 и получаем τ_2 .

Если мы проведем несколько таких опытов при различном вертикальном напряжении $\sigma = N/A$, где A – площадь образца в плоскости среза, то получим, что чем больше σ , тем больше предельное сопротивление грунта сдвигу τ .

После проведения испытаний грунтов полученные зависимости подчиняются универсальному закону сдвига.

Предельное сопротивление грунтов сдвигу есть функция первой степени нормального напряжения.

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (3.6)$$

где τ – сопротивление сдвигу; σ – нормальное напряжение (давление); φ – угол внутреннего трения грунта, определяет прочность грунта (для сыпучих грунтов практически совпадает с углом естественного откоса); $\operatorname{tg} \varphi$ – коэффициент внутреннего трения; c – сцепление грунта (характерно для глинистых грунтов).

<p>Для сыпучих грунтов (песков)</p> <p>$\varphi = 24^\circ \div 40^\circ$</p> <p>↑ мелкие ↑ крупные</p>	<p>Для глинистых грунтов</p> <p>$\varphi = f(W)$</p> <p>$\varphi = 0 \div 45^\circ$</p>
--	--

По результатам испытаний можно построить характерные графики сопротивления сдвигу для различных грунтов.

1. Сыпучие грунты

$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}\varphi + c$, для сыпучих грунтов практически отсутствует сцепление, $c = 0$, следовательно, формула универсального закона сдвига примет вид $\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}\varphi$.

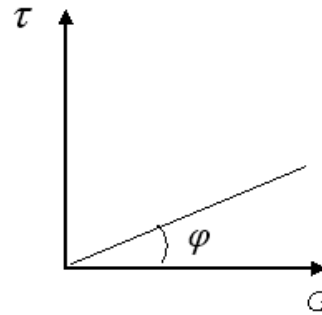


Рис. 3.8. График зависимости сопротивления сдвигу от вертикального напряжения для сыпучих грунтов

2. Для обычных глинистых грунтов

$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}\varphi + c$, есть и сцепление, и внутреннее трение в грунте; формула соответствует универсальному закону сдвига.

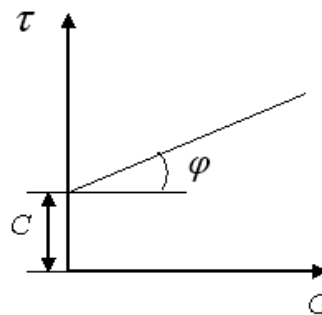


Рис. 3.9. График зависимости сопротивления сдвигу от вертикального напряжения для обычных глинистых грунтов

3. Глина, насыщенная водой

$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}\varphi + c$, для глины, насыщенной водой, внутреннее трение практически отсутствует, угол внутреннего трения стремится к нулю $\varphi \rightarrow 0$, $\operatorname{tg}0 = 0$, следовательно, формула универсального закона сдвига примет вид $\tau = c$.

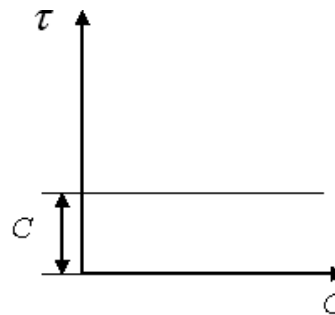


Рис. 3.10. График зависимости сопротивления сдвигу от вертикального напряжения для глины, насыщенной водой

Для определения сопротивления грунта сдвигу сейчас существует довольно много приборов:

- односрезные сдвиговые приборы;
- 2-срезные сдвиговые приборы;
- приборы 3-осного сжатия (стабилометры);
- зондирование;
- искусственное обрушение откосов;
- лопастные испытания (крыльчатка);
- метод шарикового штампа.

Уравнение (3.6) указывает на линейную зависимость между касательными и нормальными напряжениями при сдвиге в грунте. В настоящее время доказано, что природа сил сопротивления грунта сдвигу имеет сложный характер, а потому простое их разделение на трение и сцепление является условным. Однако, учитывая, что многочисленные опыты хорошо подтверждают представленную уравнением (3.6) простую зависимость, пока считают возможным пользоваться указанными понятиями.

3.4. Закон ламинарной фильтрации, водопроницаемость и фильтрационные свойства. Гидравлический градиент, коэффициент фильтрации

Водопроницаемость связана с уплотнением грунта, так как при уплотнении из грунта в первую очередь извлекается влага.

В строительстве фильтрационные свойства грунта связаны:

1. С инженерными задачами (фильтрация берегов в результате строительства плотин).
2. С вопросами временного понижения уровня грунтовых вод для осушения котлованов и последующего возможного устройства дренажных систем.

Фильтрацией называют движение свободной воды в порах грунта в условиях, когда поток воды почти полностью заполняет поры грунта, т. е. содержится относительно небольшое количество газа, заземленного в скелете грунта.

Закон ламинарной фильтрации Дарси устанавливает зависимость скорости фильтрации поровой воды от градиента гидравлического напора. Движение поровой воды называют фильтрацией, а связанные с этим процессы – *фильтрационными*. Рассматриваются такие скорости, при которых не наблюдаются завихрения гидравлического потока. Такое движение характеризуется как спокойное, или ламинарное.

Гидравлическим напором называют давление в поровой воде, выраженное в единицах высоты эквивалентного водяного столба:

$$H = P/\gamma_w, \quad (3.7)$$

где γ_w – удельный вес воды. *Градиентом гидравлического напора* называют безразмерную величину, равную отношению разности гидравлических напоров на входе и выходе фильтрационного потока к длине пути фильтрации поровой воды (рис. 3.11, б):

$$i = (H_{\text{вх}} - H_{\text{вых}})/L = \text{tg } j. \quad (3.8)$$

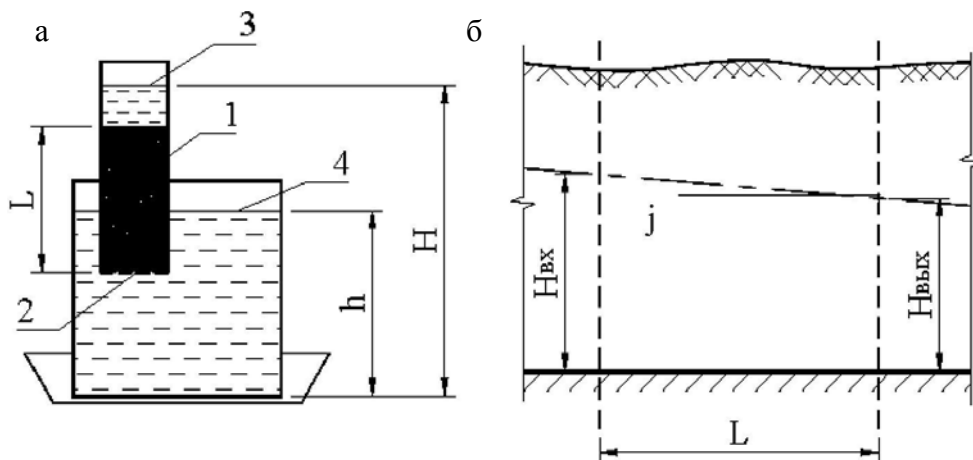


Рис. 3.11. Схемы фильтрации поровой воды:
а – в приборе Дарси; б – в грунтовом массиве; 1 – песок; 2 – сетка;
3, 4 – уровни воды на входе и выходе; j – угол наклона потока

В опытах (рис. 3.11, а) Дарси измерял расход воды Q (м^3) при фильтрации ее через цилиндр с песком площадью поперечного сечения A . Им получена следующая экспериментальная зависимость:

$$Q = k_f \cdot i \cdot A \cdot t, \quad (3.9)$$

где k_f – коэффициент пропорциональности, названный коэффициентом фильтрации; t – время фильтрации.

Определим понятие скорости фильтрации \mathcal{G}_f (м/с) как расход поровой воды через единицу поперечного сечения в единицу времени. Тогда из экспериментальной зависимости Дарси будем иметь:

$$\mathcal{G}_f = k_f \cdot i. \quad (3.10)$$

Формула известна как закон ламинарной фильтрации Дарси, который можно сформулировать следующим образом: **скорость фильтрации поровой воды прямо пропорциональна градиенту гидравлического напора.**

Коэффициент фильтрации k_f , входящий в формулу (3.10), можно трактовать как скорость фильтрации поровой воды при градиенте гидравлического напора (говорят также, гидравлическом градиенте), равном единице. В соответствии с рисунком (3.11, б) единичному значению градиента гидравлического напора соответствует угол наклона поверхности грунтового потока к горизонтальной плоскости $j = 45^\circ$. Из приведенного выше определения следует, что коэффициент фильтрации имеет размерность скорости (м/с). В справочных материалах коэффициент фильтрации чаще всего приводится в метрах, деленных на сутки. Значения коэффициента фильтрации зависят от вида грунта и изменяются в широких пределах от 0,001 м/сутки для глин до 100 м/сутки для песков.

В формуле (3.10) фигурирует фиктивная скорость фильтрации, отнесенная к полному сечению грунта, включающему как сечения пор, так и сечения минеральных частиц. Так как фильтрация происходит только по сечениям пор, действительная скорость фильтрации выше фиктивной. Она может быть вычислена через пористость грунта: $V = \mathcal{G}_f / n$. Действительная скорость учитывается при анализе суффозионных процессов в грунтах.

Реальные грунты обладают начальным гидравлическим сопротивлением. Это означает, что фильтрационные процессы протекают лишь при гидравлических градиентах, больших определенной величины. Эту величину называют **начальным гидравлическим градиентом** i_0 . Величина начального гидравлического градиента, как и коэффициент фильтрации, зависит от вида грунта.

С учетом сделанного замечания запишем окончательное выражение для закона ламинарной фильтрации Дарси:

$$\mathcal{G}_f = k_f \cdot (i - i_0). \quad (3.11)$$

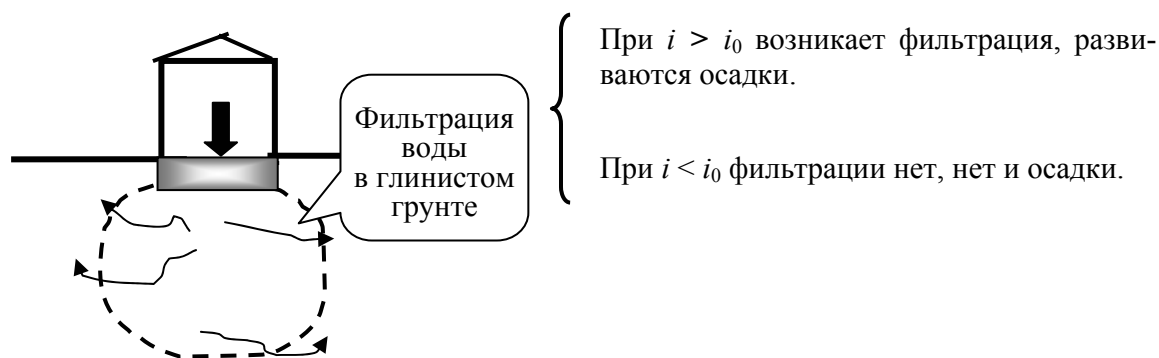


Рис. 3.12. Фильтрация воды в глинистом грунте при действии сжимающей нагрузки

Фильтрационные характеристики грунтов используются при:

1. Расчете дренажа.
2. Определении дебита источника подземного водоснабжения.
3. Расчете осадок сооружений (оснований) во времени.
4. Искусственном понижении уровня грунтовых вод.
5. Расчете шпунтового ограждения при откопке котлованов, траншей.

В качестве примера приведем усредненные значения коэффициента фильтрации различных грунтов:

галечник чистый	более 100 м/сут;
галечник с песчаным заполнителем	100 – 200 м/сут;
пески чистые разной крупности	50 – 2 м/сут;
пески чистые глинистые, супеси	2 – 0,1 м/сут;
суглинки	менее 0,1 м/сут;
глины	менее 0,01 м/сут.

3.5. Влияние подземных вод на строительные свойства грунтов и на фундаменты

На различной глубине от поверхности земли встречаются грунты, пропитанные водой. Эти воды называются **грунтовыми**, а верхняя поверхность их – **уровнем грунтовых вод**. Грунтовые воды оказывают большое влияние на структуру, физическое состояние и податливость грунтов. Производство работ при наличии воды в котловане сильно затрудняется. Различные примеси, растворенные в воде, могут вредно (агрессивно) влиять на материал фундаментов и разрушать его. Все это заставляет строителя при проектировании и возведении фундаментов детально изучать грунтовые воды в районе постройки. Вода в грунте скапливается вследствие конденсации паров, проникающих вместе с воздухом, и просачивания дождевых и талых снеговых вод. Поэтому уровень грунтовых вод непостоянен: наиболее высокое стояние их бывает весной, наиболее низкое – зимой и летом. Вблизи открытых водоемов (река, канал, озеро и т. д.) колебание уровня грунтовых вод обычно связано с колебанием уровня воды в водоеме.

После проведения на большой территории планировочных работ, устройства дорог, тротуаров, канализационной сети и т. д. условия стока и просачивания меняются, что может повлечь изменение режима грунтовых вод. Поэтому в больших городах, где такие работы уже проведены, колебание уровня грунтовых вод бывает обычно незначительным. Распределение вод в толще грунта во многом зависит от характера напластования. Вода задерживается при просачивании над водоупорными (главным образом – тяжелыми глинистыми) грунтами и скапливается в водопроницаемых (песчаных) слоях, которые в этом случае называются *водоносными*. Если водоносный слой находится под водоупорным, то вода в нижнем водоносном слое во многих случаях находится под давлением. Если в верхнем слое открыть котлован, то вода поступит в него снизу под давлением и поднимется выше уровня, на котором она первоначально появилась.

Такие воды называются *напорными*, а уровень, до которого они поднимаются, – *установившимся уровнем грунтовых вод*. Очевидно, что этот уровень должен выявляться при изысканиях и учитываться при проектировании. В заключение отметим, что при просачивании воды небольшое количество ее всегда задерживается в верхнем почвенном слое (почвенные воды, верховодка). Не оказывая влияния на конструкцию фундаментов, наличие этих вод заставляет всегда принимать меры по изоляции фундаментов и стен от влаги.

Влияние грунтовых вод на устойчивость и прочность основания

Изменение уровня грунтовых вод после возведения сооружения может резко понизить прочность основания и вызвать серьезные деформации сооружения в следующих случаях:

- при наличии в грунте легкорастворимых в воде веществ грунт с течением времени может резко изменить свои свойства и разрушиться; этого можно опасаться, когда химическим анализом установлено присутствие в грунтовой воде большого количества минеральных веществ. Поэтому во всех таких случаях необходимо обстоятельно изучить состав грунта и определить мероприятия, устраняющие возможность его разрушения;
- при расположении сооружения на мелких и пылеватых рыхлых песках, которые под давлением текут вместе с водой. Такие грунты называются *пльвунами*. Если грунтовые воды имеют выход на поверхность (например, в месте резкого изменения рельефа, при открытии котлована или шурфа и т. д.), возникает опасность выноса частиц грунта из-под проектируемого сооружения или из-под зданий, расположенных рядом с котлованом.

Поэтому при проектировании сооружения на пльвуне необходимо специальными исследованиями установить пределы распространения пльвунов, возможность выноса их в местах резких переломов поверхности рельефа, характер и рельеф подстилающих грунтов, направление и скорость движения грунтовых вод. На основании этих данных в каждом конкретном случае особо решается вопрос о выборе допустимого давления на пльвун с учетом влияния, которое будет оказано этим давлением на уровень и движение грунтовых вод. Одновременно устанавливаются мероприятия, устраняющие возможность выноса грунта из-под сооружения;

- по всей стране довольно сильно распространены особые глинистые грунты, которые, находясь под нагрузкой в сухом состоянии, ничем не отличаются по характеру работы от других глинистых грунтов, но при прохождении сквозь их толщу воды сразу резко теряют устойчивость. Такие грунты называются *лессовидными*, или *просадочными*. Как показала строительная практика, лессовидные грунты могут служить основанием для сооружения, если устранена возможность замачивания их.

Агрессивность грунтовых вод

Грунтовые воды, способные разрушать цементные бетоны и растворы, называются *агрессивными*. Агрессивность их зависит от химического состава растворенных в них солей и кислот. Эти вещества попадают в воду из подземных естественных залежей или из отходов некоторых производств. Поэтому агрессивные воды встречаются повсеместно. Вода даже с малым количеством вредных веществ может оказаться опасной для бетона, так как вследствие непрерывного движения воды на бетон действуют все новые и новые частицы вредных примесей. Поэтому всегда следует производить химический анализ воды. Во всякой воде имеется, хотя бы в ничтожном количестве, углекислота (CO_2). Она может быть связанной (неактивной, неспособной вступать в какие-либо новые соединения) и свободной (активной). Связанная углекислота для бетона безвредна. Свободная углекислота вступает в реакцию с известью бетона и образует растворимые в воде соли. В сильно загрязненной воде, при наличии в ней и свободной углекислоты (CO_2), и сульфатов (SO_4), и хлоридов (Cl), и окиси магния (MgO), путем взаимодействия с бетоном образуются растворимые соли, и потому агрессивность воды зависит от совокупности всех этих примесей. В сравнительно чистой воде при отсутствии хлора (Cl) и свободной углекислоты (CO_2), при наличии солей магния (MgO) и натрия (NaO) в количестве, меньшем 60 мг/л, вредны растворы гипса, так как они ведут к образованию сложных солей («цементная бацилла»), которые увеличиваются в объеме и потому разрушают бетон. Весьма вредны примеси азотной и азотистой кислот и аммиака. Наоборот, кремнекислота в любом количестве безвредна.

3.6. Влияние физических и механических характеристик на строительные свойства грунтов

Характерные свойства грунтов длительное время воспринимать внешние нагрузки при деформациях оснований, не препятствующих нормальной эксплуатации зданий и сооружений, называют их *строительными свойствами*.

Под действием внешней нагрузки в грунте происходит уплотнение – уменьшение объема пор в результате переупаковки минеральных частиц, а также их взаимного перемещения. Процессы деформаций осложняются из-за наличия сил сцепления между отдельными минеральными частицами и содержания в порах грунта воды, находящейся во взаимодействии с этими частицами.

Крупнообломочные грунты под нагрузкой уплотняются мало. Их несущая способность велика, что объясняется высоким сопротивлением сдвигу. Кроме того, они обладают высокой водопроницаемостью и слаборазмываемы. Насыщение водой практически не оказывает влияния на их строительные свойства.

Несущая способность песков, состоящих из отдельных, не связанных между собой зерен, определяется сопротивлением их сдвигу. Она тем больше, чем шероховатее и крупнее зерна и чем более плотно они расположены. Увлажнение песков приводит к уменьшению их несущей способности, причем влияние этого фактора повышается с уменьшением крупности песков.

Под действием давления сооружения на водонасыщенные песчаные грунты происходит отжатие воды из пор и уменьшение их объема, а следовательно, осадка основания. Песчаные грунты обладают высокой водопроницаемостью, в связи с чем отжатие воды из пор и осадка основания происходят за короткий период. Это является ценным свойством песчаных оснований, так как осадка сооружений происходит преимущественно в процессе строительства, что улучшает условия эксплуатации сооружений.

Важной характеристикой строительных свойств песков является угол внутреннего трения φ . Он возрастает с увеличением их плотности, размеров, твердости и угловатости частиц и уменьшается с повышением влажности, а также при сотрясениях, возникающих при сильных землетрясениях, взрывах и воздействии вибрации. Угол внутреннего трения песка изменяется в зависимости от его плотности от 25 до 45° при средних значениях 30 – 35°.

Плотность сложения сыпучих грунтов имеет первостепенное значение для оценки их строительных свойств при выборе оснований сооружений. О плотности сложения можно судить по коэффициенту пористости грунта e . Чем больше изменение этого коэффициента в заданном диапазоне изменения давления, тем большей сжимаемостью обладает грунт.

В глинистых грунтах, кроме свободной воды, содержится связанная вода, покрывающая отдельные частицы. При увлажнении грунтов пленки связанной воды утолщаются, расстояния между частицами увеличиваются, грунт набухает и переходит из твердого состояния (твердой консистенции) в пластичное (тестообразное), а затем и в текучее, т. е. приобретает свойства вязкой жидкости. Такие переходы сопровождаются резким падением несущей способности грунтов. Это обстоятельство следует учитывать при проектировании и возведении фундаментов сооружений.

Значения характеристик сдвига глинистых грунтов изменяются в широких пределах. Они во многом зависят от их структуры, влажности, гранулометрического и минералогического составов и пр. Степень уплотнения глинистых грунтов характеризуется их консистенцией, т. е. способностью противостоять пластическому изменению формы.

Осадку глинистых грунтов под нагрузкой продолжается в течение длительного времени (годы и даже десятилетия), что объясняется малой водопроницаемостью таких грунтов (особенно глин), затрудняющей отжатие воды из их пор. С этим приходится считаться при использовании глин в качестве оснований сооружений.

На строительные свойства глинистых грунтов отрицательно влияет также низкая температура. При замерзании воды в грунте происходит его пучение (подъем поверхности), что может повлиять в неблагоприятном отношении на устойчивость фундаментов.

Модуль деформации грунтов может изменяться в больших пределах. Для грунтов, используемых в качестве естественных оснований, его значения в зависимости от крупности и плотности сложения песков и консистенции глинистых грунтов колеблются примерно от 5 до 50 МПа, а иногда и больше.

В общей деформации грунтов упругие деформации носят линейный характер, а остаточные – нелинейный. Для плотных или обладающих большой структурной прочностью грунтов первостепенное значение имеют упругие деформации. Для таких грунтов прогноз осадок методами теории упругости дает наибольшее совпадение с фактическим состоянием. Наоборот, чем меньше структурная прочность грунтов или чем меньше плотность сложения, тем большее значение приобретают остаточные деформации и тем больше будет отклонение прогнозируемых осадок от фактических.

4. Основы теории распределения напряжений в грунте

4.1. Фазы напряженно-деформированного состояния грунта

Фазы напряженно-деформированного состояния грунта изучаются с целью установления расчетных моделей деформирования грунтового основания, приемлемых для инженерных расчетов его прочности, устойчивости, сжимаемости, горизонтальных и угловых перемещений. В связи с этой проблемой традиционно рассматривается график (рис. 4.1) испытания грунтового основания штампом, изображающий зависимость осадки штампа от средних напряжений, действующих по его подошве.

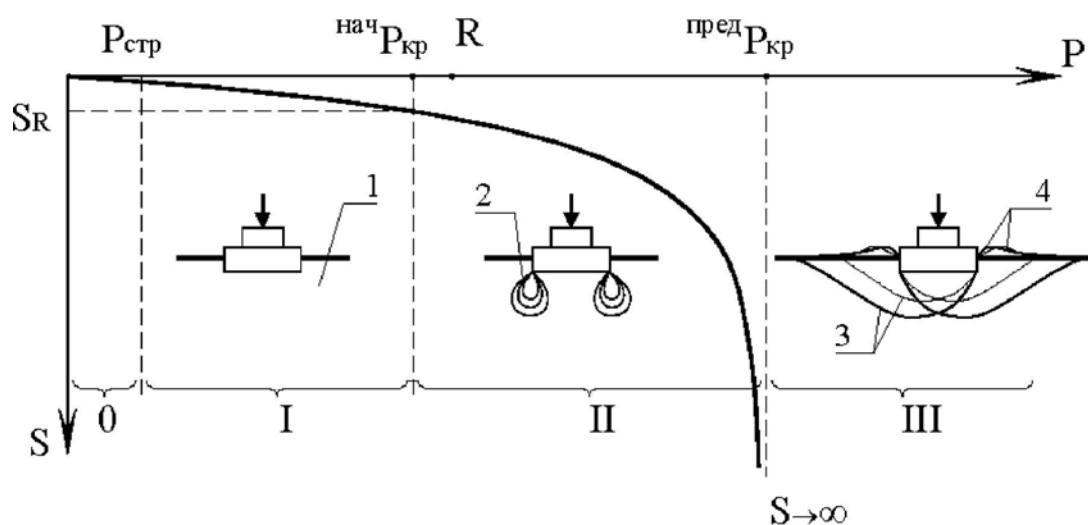


Рис. 4.1. Фазы напряженно-деформированного состояния грунта:
 $P_{стр}$ – структурная прочность; $P_{кр}^{нач}$ – начальное критическое давление;
 $P_{кр}^{пред}$ – предельное критическое давление; R – расчетное сопротивление грунта; 0 – фаза упругой работы; I – фаза уплотнения; II – фаза сдвигов; III – фаза выпоров; 1 – основание в допредельном состоянии; 2 – зоны сдвигов; 3 – линии скольжения; 4 – зоны выпоров

Предполагается, что в этом опыте отсутствует избыточное (по сравнению с атмосферным) поровое давление. Такие опыты называются *опытами по дренированно-консолидированной схеме*, а получаемые в таких опытах осадки называются *стабилизированными* (конечными). Предполагается также, что скорость нагружения в опыте достаточно мала, в результате чего деформации ползучести скелета грунта, если они имеют место при

данном уровне нагружения, в основном успевают проявиться. По этой причине скорость нагружения в таких опытах регламентируется стандартами. Например, в штамповых опытах устанавливается (в общем случае, субъективный) критерий стабилизации осадки 0,01 мм за 2 часа. Анализ стабилизированных графиков испытания основания штампом позволяет выделить следующие фазы напряженно-деформированного состояния грунта: 0 – фаза упругих деформаций; I – фаза уплотнения; II – фаза сдвигов; III – фаза выпора. Кратко охарактеризуем напряженно-деформированное состояние грунта в каждой из выделенных фаз.

Фаза упругих деформаций характеризуется уровнем напряжений в скелете грунта, не превышающим прочность структурных связей между минеральными частицами грунта или, что то же самое, структурной прочности грунта. Деформации грунта в этой фазе обратимы и пренебрежимо малы, т. к. обусловлены сжимаемостью минеральных частиц. Уровень напряжений, соответствующий концу этой фазы, называется **структурной прочностью грунта** $P_{стр}$ и обычно не превышает 5 – 10 % допустимых на грунт давлений.

Фаза уплотнения соответствует уровням напряжений в грунте, в диапазоне которых процесс его деформирования удовлетворительно подчиняется закону уплотнения Терцаги. Линейная зависимость между деформациями и напряжениями в этой фазе не является обратимой. При разгрузке штампа из диапазона давлений, соответствующего фазе уплотнения, грунт деформируется по линейной зависимости, не совпадающей с ветвью нагрузки. При полной разгрузке штампа имеет место необратимая (пластическая) осадка, соответствующая нулевым напряжениям по подошве. Повторное нагружение штампа до уровня напряжений, достигнутых перед разгрузкой, происходит по графику, совпадающему с графиком разгрузки. Нагружение выше этого уровня происходит по закону первичной нагрузки. Таким образом, закон уплотнения Терцаги устанавливает линейную зависимость между напряжением и суммой упругой и пластической деформации грунта. Указанная особенность закона уплотнения формулируется как **принцип линейной деформируемости**: при простом нагружении грунта в фазе его уплотнения сумма упругой и пластической деформаций линейно зависит от действующего напряжения. Коэффициентом пропорциональности в этой линейной зависимости является модуль деформации грунта E , названный так в отличие от модуля упругости, характеризующего деформацию упругого тела. Модуль упругости грунта E_a определяется по графику разгрузки и является коэффициентом пропорциональности между упругой деформацией грунта и действующим напряжением. Модуль деформации используется в статических расчетах, а модуль упругости – в динамических расчетах грунтовых оснований.

Фаза сдвигов характеризует начало образования в грунте зон предельного равновесия. *Зоной предельного равновесия в грунте* называют геометрическое место точек, в которых не удовлетворяются условия прочности Кулона-Мора. Первоначально эти зоны образуются по краям штампа, где имеет место концентрация напряжений. Разрушение грунта сопровождается большими сдвиговыми деформациями, что нашло отражение в названии рассматриваемой фазы напряженно-деформированного состояния грунта. Уплотнение грунта в этой фазе практически не происходит. Грунт считается несжимаемым, а коэффициент Пуассона в этой фазе близок к 0,5. Давление на грунт, соответствующее началу фазы сдвигов, называют **начальным критическим давлением** – ${}^{нач}P_{кр}$.

Фаза выпора является следствием развития фазы сдвигов в области грунтового массива, являющегося основанием штампа, с образованием поверхностей скольжения, отделяющих основание штампа от нижележащего грунтового массива. В результате этого осадки штампа происходят без увеличения нагрузки за счет перемещения грунта основания из-под штампа по плоскостям скольжения с выходом на поверхность грунтового массива. При этом вокруг штампа происходит поднятие (выпор) грунта, что нашло отражение в названии этой фазы. Непосредственно под штампом в фазе выпора образуется коническая переуплотненная зона, называемая *ядром жесткости*. Прочность этой зоны обусловлена боковыми давлениями со стороны окружающего грунта, находящегося в состоянии пластического течения. Как известно, коэффициент бокового давления в грунте в состоянии пластического течения

стремится к единице. Таким образом, жесткое ядро находится до исчерпания несущей способности основания в состоянии компрессионного сжатия, близкого к трехосному сжатию, что и определяет его высокую прочность. В зонах пластического течения недоуплотненные грунты получают дополнительное уплотнение, а переуплотненные – разуплотняются. Это явление называется *дилатансией*. Давление, при котором наступает фаза выпора, называется **предельным критическим давлением** – ${}^{пред}P_{кр}$.

В соответствии с охарактеризованными выше фазами напряженно-деформированного состояния грунта применяются следующие его расчетные модели, таблица 4.1.

Таблица 4.1

Расчетные модели грунта в соответствии с фазами напряженно-деформированного состояния

Уровень напряжений P	Расчетная модель	Характеристики модели	Методы анализа
$P \leq P_{стр}$	Упругая среда	Модуль упругости	Теория упругости
$P_{стр} < P < {}^{нач}P_{кр}$	Линейно-деформируемая неупругая среда	Модуль деформации при нагрузке и модуль упругости при разгрузке	Теория упругости анизотропной среды
${}^{нач}P_{кр} \leq P < {}^{пред}P_{кр}$	Уругопластическая среда	Функциональная зависимость деформаций от напряжений	Теория пластичности
$P \geq {}^{пред}P_{кр}$	Дилатирующая среда	Модули дилатансии (дилатации и контракции)	Дилатансионная теория

4.2. Применимость к грунту решений теории упругости

При определении напряжений в массиве грунта используются законы механики для **упругого сплошного тела**. Насколько грунты удовлетворяют данным требованиям?

Доказательство применимости теории упругости к грунтам (постулаты теории упругости).

1. Деформации пропорциональны напряжениям

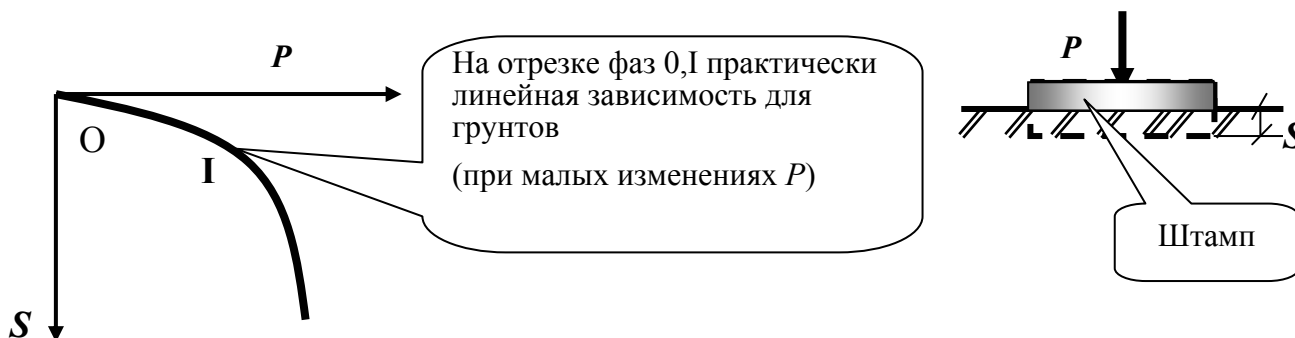


Рис. 4.2. Зависимость между осадкой и нагрузкой на штамп

2. Теория упругости рассматривает тела упругие.

В грунтах наблюдаются большие остаточные деформации $S_{ост}$. Но для строителей существенно одноразовое нагружение основания, т. е. здесь условие упругости применимо (а в общем случае нет). Этому условию удовлетворяют задачи определения напряжений и деформаций в основании возводимых сооружений. Основания испытывают преимущественно одноразовое нагружение во время возведения сооружения (как правило, без разгрузки). Кроме того, при действии вертикальных сил, направленных вниз, в них возникают преимущественно деформации сжатия. Поэтому решения теории упругости могут быть использованы для рассмотрения указанных задач.

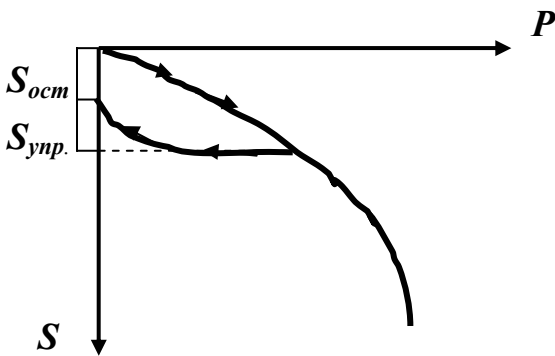


Рис. 4.3. Упругие и остаточные деформации при уплотнении грунта

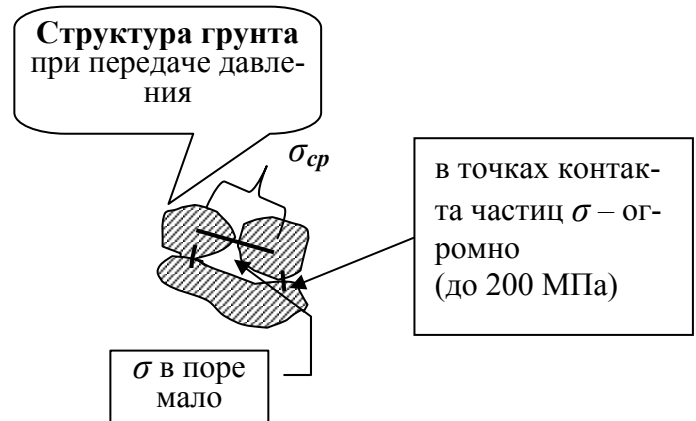


Рис. 4.4. Структура грунта при передаче давления

3. Теория упругости рассматривает тела сплошные.

Вследствие зернистости грунта установить истинное напряжение, возникающее в какой-либо точке его массива, с использованием теории упругости невозможно. Приходится ограничиваться определением средней интенсивности напряжения σ_{cp} в требуемой точке основания, принимая условно, что грунт является сплошным телом. В точках контактов частиц напряжения будут во много раз больше средних значений. В этом случае можно говорить о «сплошности» грунтов.

4. Теория упругости рассматривает тела изотропные.

Иногда грунты обладают анизотропией, обусловленной как характером их образования, так и предшествующим напряженным состоянием. Тем не менее при решении инженерных задач с некоторым приближением обычно принимают, что грунты изотропны. Это во многих случаях близко к действительности (для песков, неслоистых глин и суглинков и т. п.). При необходимости можно учесть анизотропность грунтов, но это приводит к усложнению расчетов.

(Будем считать, с известными допущениями, что грунт – изотропное тело).

Таким образом, при определении напряжений в массиве принимают, что **грунт является сплошным линейно-деформируемым телом, испытывающим одноразовое нагружение**. При этих условиях для определения осредненных напряжений в точке массива грунта используют решения теории упругости.

4.3. Напряжения, возникающие от действия внешних нагрузок. Действие сосредоточенных сил, распределенной нагрузки. Действие равномерно распределенного давления, метод угловых точек

Проблемы распределения напряжений в грунтовом массиве рассматриваются в фазе его уплотнения. Фаза уплотнения является стадией его напряженно-деформированного состояния, представляющей наибольший интерес для практики, так как при реальном проектировании напряжения в грунтовом массиве ограничиваются величиной, незначительно превышающей начальное критическое давление. Важнейшим следствием принципа линейной деформируемости, применимость которого находится в диапазоне напряжений, соответствующих фазе уплотнения, является правомерность использования для анализа напряженно-деформированного состояния грунтового массива аппарата теории упругости. При этом в указанном анализе модуль упругости должен быть заменен на модуль деформации, комплексно учитывающий развитие как упругих, так и пластических деформаций грунта. В общем случае задача о распределении напряжений в грунтовом массиве при заданных краевых условиях может быть сведена к решению дифференциальных уравнений равновесия, дополненных уравнениями совместности деформаций и физическими уравнениями в форме закона Гука. Такие задачи, как правило, решаются численными методами, так как получение для них замкнутых аналитических решений является весьма проблематичным (подынтегральные функции не являются, как правило, полными дифференциалами). По этой причине представляют особый практический интерес аналитические решения, полученные с использованием только уравнений равновесия на основании упрощающих гипотез. К таким решениям относится широко известная в механике грунтов задача Буссинеска о распределении напряжений в упругом полупространстве от действия вертикальной сосредоточенной силы на граничной плоскости. Представляют практический интерес не столько решения указанной задачи, сколько ее приложения. Используя принцип суперпозиций, решены задачи о распределении напряжений в грунтовом массиве при произвольной нагрузке на граничной плоскости полупространства, основанные на интегрировании решения Буссинеска.

Определение напряжений σ_z в массиве грунта при действии единичной вертикальной силы N , приложенной к границе грунтового основания.

Решение задачи Буссинеска. Основано на следующих гипотезах (впоследствии подтвержденных точными решениями):

а) нормальные напряжения на площадках, касательных к сферической поверхности с центром в точке приложения силы, являются главными напряжениями. По этой причине касательные напряжения на указанных площадках отсутствуют;

б) нормальные напряжения, лежащие в вертикальной плоскости, на площадках, нормальных к сферической поверхности с центром в точке приложения силы, равны нулю;

в) нормальные напряжения на площадках, касательных к сферической поверхности с центром в точке приложения силы, прямо пропорциональны косинусу угла видимости и обратно пропорциональны квадрату радиуса сферы. Под углом видимости понимается угол между радиусом сферы, проведенным в центр площадки, и центральной вертикальной осью сферы.

Постулированные гипотезы позволяют получить замкнутые аналитические решения о распределении напряжений в полупространстве от действия вертикальной силы на его границе, основанные исключительно на уравнениях равновесия. Решение задачи поясняется графическими построениями на рис. 4.5, на котором представлены вертикальный разрез полупространства и его сечения горизонтальными плоскостями.

Начало прямоугольной декартовой системы координат разместим в точке приложения вертикальной силы P на границе полупространства. Ось z направим по вертикали вниз, ось x – по горизонтали вправо, а ось y – перпендикулярно плоскости чертежа. Относительно начала осей координат построена полусфера радиусом R , пересечение которой с вертикальной

плоскостью, проходящей через центральную ось, образует полуокружность такого же радиуса. В сечении полусферы горизонтальной плоскостью на глубине z образуется окружность радиусом r . Угол видимости радиуса r на вертикальном разрезе обозначим β . В сечении полусферы горизонтальной плоскостью на глубине $z - dz$ образуется окружность радиусом $r + dr$ с углом видимости на вертикальном разрезе $\beta + d\beta$. Рассмотрим равновесие сферического кольца, выделенного из полусферы двумя горизонтальными плоскостями на глубине z и $z - dz$. С учетом того, что длина образующей сферического кольца равна $R \cdot d\beta$, площадь его поверхности определится формулой: $S = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot R \cdot d\beta$. На поверхности сферического кольца действуют нормальные напряжения σ_R , а касательные напряжения, в соответствии с гипотезой а), отсутствуют. Найдем напряжения σ_R из условия равновесия проекций всех сил, действующих по поверхности полусферы радиусом R , на вертикальную ось z .

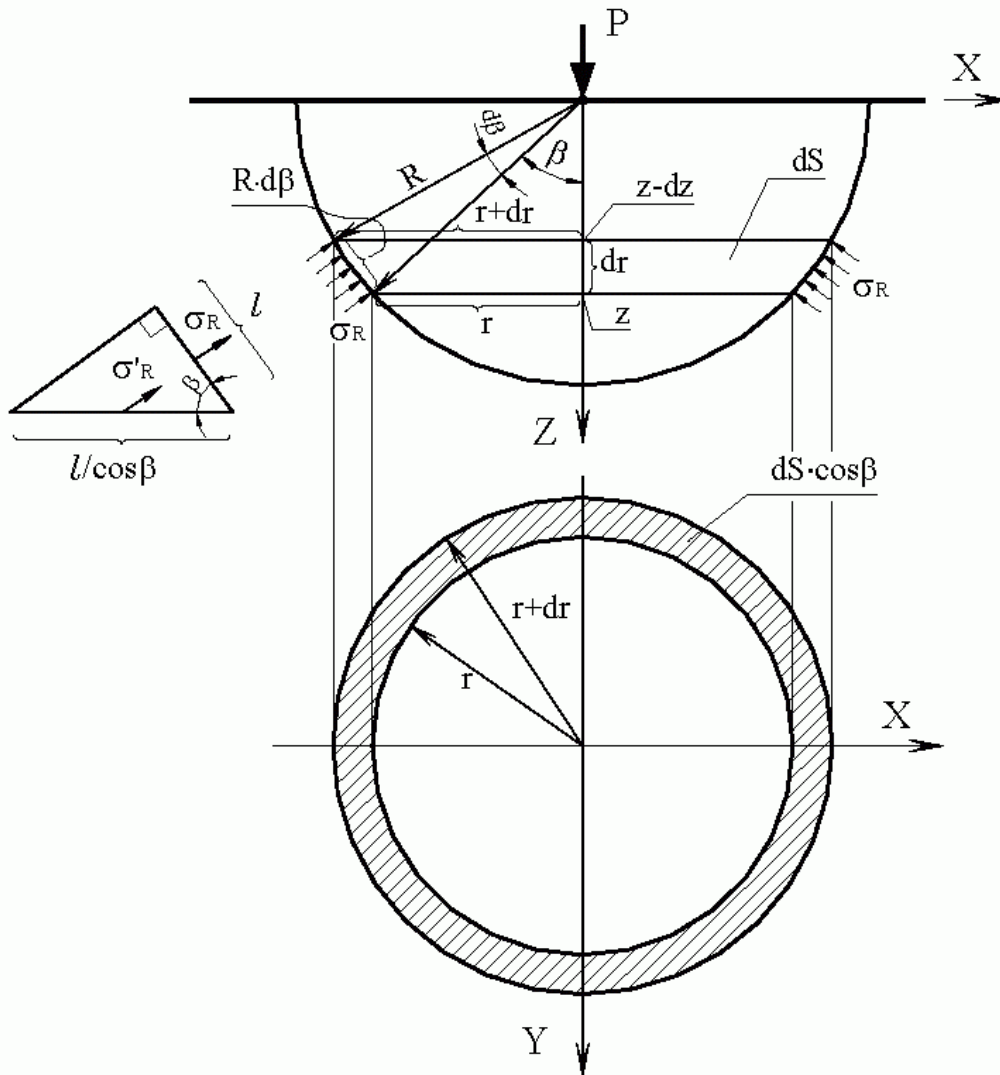


Рис. 4.5. Графическое построение к решению задачи Буссинеска

Условие равновесия:

$$\int_0^{\pi/2} \sigma_R \cdot \cos \beta \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot R \cdot d\beta - P = 0. \quad (4.1)$$

В соответствии с гипотезой *в*), $\sigma_R = A \cos\beta/R^2$. Кроме этого, $r = R \cdot \sin\beta$. Подставляя в уравнение (3.1) выражения для σ_R и r и выполняя преобразования, получим:

$$2 \cdot \pi \cdot A \int_0^{\pi/2} \frac{\cos^2 \beta}{R^2} \cdot R^2 \cdot \sin \beta \cdot d\beta - P = 0, \quad (4.2)$$

$$2 \cdot \pi \cdot A \int_0^{\pi/2} \cos^2 \beta \cdot \sin \beta \cdot d\beta - P = 0.$$

Выполняем замену переменных в уравнении (4.2): $u = \cos\beta$, $du = -\sin\beta \cdot d\beta$. Продолжая преобразования, получим выражение для неопределенного коэффициента A :

$$-2 \cdot \pi \cdot A \int_0^{\pi/2} u^2 \cdot du - P = 0;$$

$$-2 \cdot \pi \cdot A \cdot \left| \frac{u^3}{3} \right| - P = 0; \quad (4.3)$$

$$-2 \cdot \pi \cdot A \left| \frac{\cos^3 \beta}{3} \right|^{\pi/2} - P = 0;$$

$$\frac{2 \cdot \pi \cdot A}{3} - P = 0; \quad A = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi}.$$

Выразим $\cos\beta$ через ординату z : $\cos\beta = z/R$. С учетом этого, формула для определения напряжения σ_R будет иметь вид

$$\sigma_R = \frac{3 \cdot P \cdot \cos \beta}{2 \cdot \pi \cdot R^2} = \frac{3 \cdot P \cdot z}{2 \cdot \pi \cdot R^3}. \quad (4.4)$$

Практический интерес представляют напряжения на горизонтальной площадке, наклоненной к площадке, на которой действуют напряжения σ_R , под углом β . В соответствии с гипотезой *б*) главный вектор напряжений на горизонтальной площадке σ'_R совпадает по направлению с вектором напряжения σ_R , а его модуль равен $\sigma'_R = \sigma_R \cdot \cos\beta$. Проекции главного вектора напряжений σ'_R на координатные оси являются компонентами тензора напряжений на горизонтальной площадке. Поскольку главный вектор напряжений σ'_R совпадает по направлению с радиусом вектором R , направляющие косинусы вектора напряжений определяются формулами:

$$\cos(\sigma'_R, y) = y/R; \quad \cos(\sigma'_R, x) = x/R; \quad \cos(\sigma'_R, z) = z/R. \quad (4.5)$$

С учетом полученных выше зависимостей, компоненты тензора напряжений на горизонтальной площадке будут определяться формулами

$$\sigma_z = \sigma'_R \cdot \frac{z}{R} = \sigma_R \cdot \frac{x}{R} \cdot \frac{z}{R} = \frac{3 \cdot P \cdot z^2}{2 \cdot \pi \cdot R^5};$$

$$\tau_{zx} = \sigma'_R \cdot \frac{x}{R} = \sigma_R \cdot \frac{x}{R} \cdot \frac{z}{R} = \frac{3 \cdot P \cdot x \cdot z^2}{2 \cdot \pi \cdot R^5}; \quad (4.6)$$

$$\tau_{zy} = \sigma'_R \cdot \frac{y}{R} = \sigma_R \cdot \frac{y}{R} \cdot \frac{z}{R} = \frac{3 \cdot P \cdot y \cdot z^2}{2 \cdot \pi \cdot R^5}.$$

Формулу для σ_z обычно табулируют. Для этого выполняют следующие преобразования:

$$R = \sqrt{r^2 + z^2} = z \sqrt{1 + \frac{r^2}{z^2}}; \quad (4.7)$$

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot z^5 \left(1 + r^2 / z^2\right)^{5/2}} = \frac{P}{z^2} \cdot K, \quad (4.8)$$

$$K = \frac{3}{2 \cdot \pi \left(1 + r^2 / z^2\right)^{5/2}}.$$

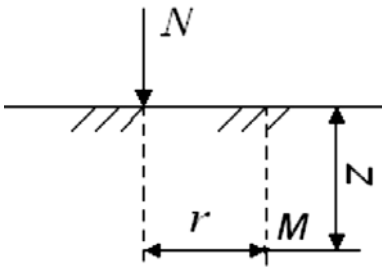


Рис. 4.6. Схема к определению напряжений в массиве грунта при действии единичной вертикальной силы

В дальнейшем для практических расчетов расчетную схему задачи приводят к более простому виду (рис. 4.6). Вертикальные напряжения в расчетной точке M определяют по формуле

$$\sigma_z = K \frac{N}{Z^2}.$$

Коэффициент K , зависящий от безразмерного параметра r/z , приводится в справочных данных.

Z – глубина точки;

r – расстояние от точки до линии действия силы;

M – рассматриваемая точка;

N – сосредоточенная вертикальная сила.

Определение напряжений в массиве грунта от действия нескольких вертикальных сосредоточенных сил, приложенных к границе грунтового основания (принцип Сен-Венана – принцип независимости действия сил).

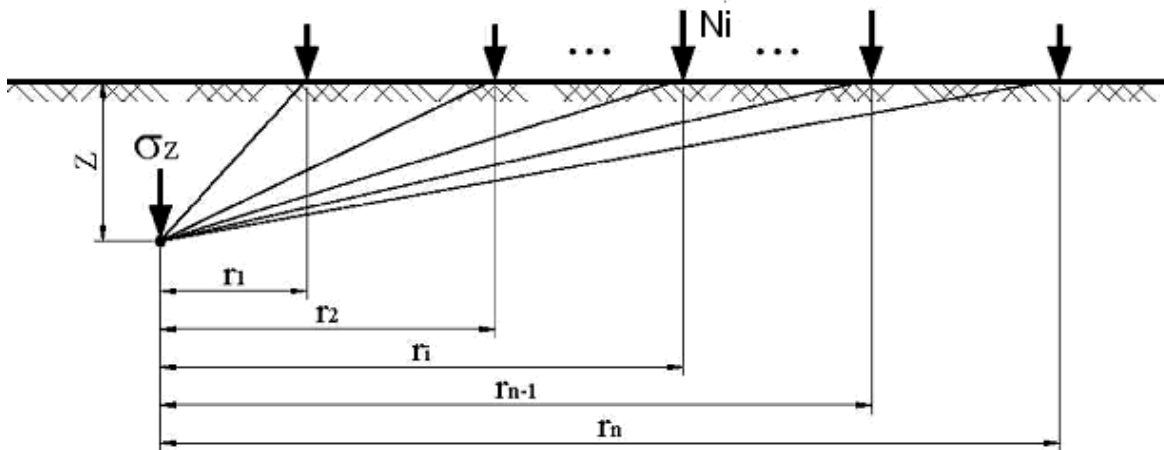


Рис. 4.7. Схема к определению напряжений в массиве грунта от действия нескольких вертикальных сосредоточенных сил

Если к поверхности изотропного линейно-деформируемого полупространства приложено несколько сил (N_1, N_2, \dots, N_n), то при прямой пропорциональности между напряжениями и деформациями можно использовать принцип суперпозиции и найти значение σ_z в любой точке M простым суммированием:

$$\sigma_{z(M)} = \frac{K_1 N_1}{Z^2} + \frac{K_2 N_2}{Z^2} + \dots + \frac{K_n N_n}{Z^2}, \quad (4.9)$$

$$\sigma_{z(M)} = \frac{1}{Z^2} \sum_{i=1}^n K_i N_i.$$

Коэффициент K , зависящий от безразмерного параметра r/z , определяется так же как и в предыдущем случае.

Определение напряжений σ_z в массиве грунта при действии любой распределенной нагрузки, приложенной к границе грунтового основания (метод элементарного суммирования).

Пусть к поверхности изотропного линейно-деформируемого полупространства в пределах площади загрузки приложено распределенное давление. Загруженную площадь можно разбить на небольшие прямоугольники и более сложные фигуры по ее контуру. С некоторым приближением давление, распределенное в пределах i -го прямоугольника, можно заменить равнодействующей N_i , приложенной в центре тяжести этого давления. Вер-

тикальное сжимающее напряжение от действия силы N_i составит $\sigma_{zi} = K_i \frac{N_i}{Z^2}$.

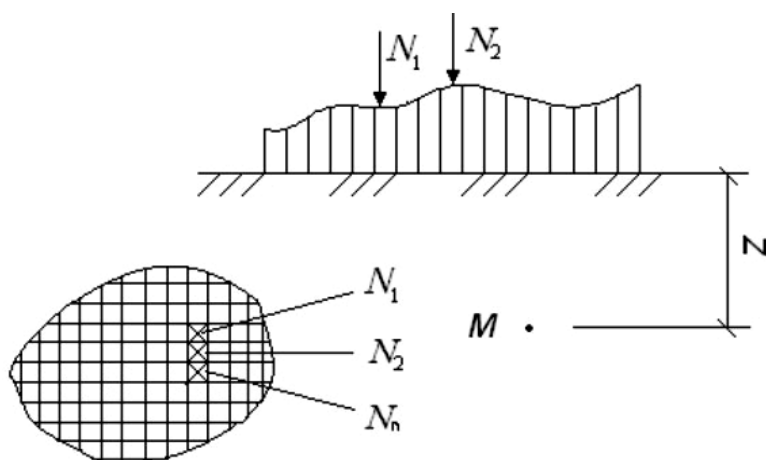


Рис. 4.8. Схема к определению напряжений в массиве грунта при действии любой распределенной нагрузки

Определив величину σ_{zi} от нагрузки каждой из небольших фигур, на которые разбита площадь загрузки, и произведя суммирование этих напряжений, определим напряжение σ_{zi} от действия распределенной нагрузки (аналогично формуле 4.9):

$$\sigma_{z(M)} = \frac{K_1 N_1}{Z^2} + \frac{K_2 N_2}{Z^2} + \dots + \frac{K_n N_n}{Z^2},$$

$$\sigma_{z(M)} = \frac{1}{Z^2} \sum_{i=1}^n K_i N_i.$$

Этот метод также иногда называют *методом элементарных квадратов*.

Коэффициент K , зависящий от безразмерного параметра r/z , определяется так же как и в предыдущих случаях.

Точность расчета увеличивается с уменьшением размеров отдельных элементов, однако при большом числе элементов значительно увеличивается трудоемкость задачи.

Определение напряжений σ_z при действии местного равномерно распределенного давления (метод угловых точек).

Если закон распределения давления по поверхности изотропного линейно-деформируемого полупространства известен, то элементарное суммирование можно заменить интегрированием.

$\sigma_z = \iint_Z P_{zi} d_y d_x$ – при разворачивании этого интеграла получается очень громоздкая формула, поэтому при равномерно распределенном давлении после интегрирования по прямоугольной площади загрузки значения для точек, расположенных под центром прямоугольной площади загрузки (рис. 4.9, а), получим:

$$\sigma_z = \alpha \cdot P, \quad (4.10)$$

где $\alpha = f\left(\frac{L}{B}; \frac{2Z}{B}\right)$ – принимается по таблице 4.2; P – равномерно распределенное давление.

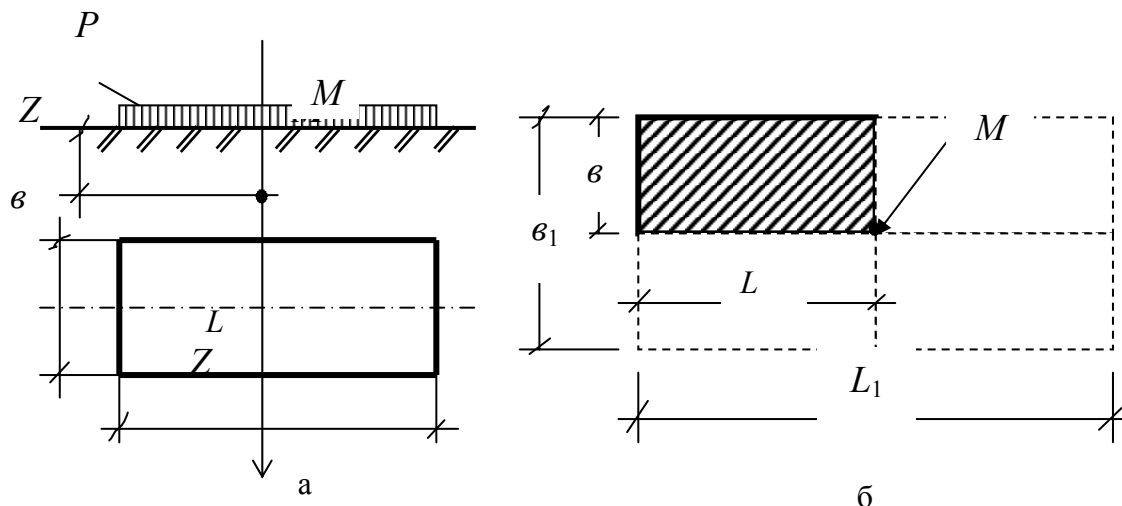


Рис. 4.9. Расчетные схемы к определению напряжений σ_z при действии местного равномерно распределенного давления: а – для точек, расположенных под центром прямоугольной площади загрузки; б – под угловыми точками прямоугольной площади загрузки

При нахождении σ_z под угловыми точками прямоугольной площади загрузки (например, под точкой M) (рис. 4.9, б), значения $\alpha' = f\left(\frac{L}{B}; \frac{Z}{B}\right)$ (a не $2 \cdot Z$, т. к. $\epsilon_1 = 2\epsilon$), также можно принимать по таблице 4.2.

Напряжение под угловыми точками определяют по формуле

$$\sigma_z = 0,25 \cdot \alpha' P.$$

Для определения вертикального напряжения σ_z в любой точке полупространства можно воспользоваться выражением $\sigma_z = 0,25 \cdot \alpha' P$. Действительно, если проекция рассматриваемой точки M' на горизонтальную поверхность полупространства (точка M) располагается в пределах площади загрузки (рис. 4.10, а), то эту площадь можно разбить на четыре прямоугольника (I – Meaf, II – Mfbg, III – Mghc, IV – Mhde) так, чтобы точка M была угловой точкой каждого из них.

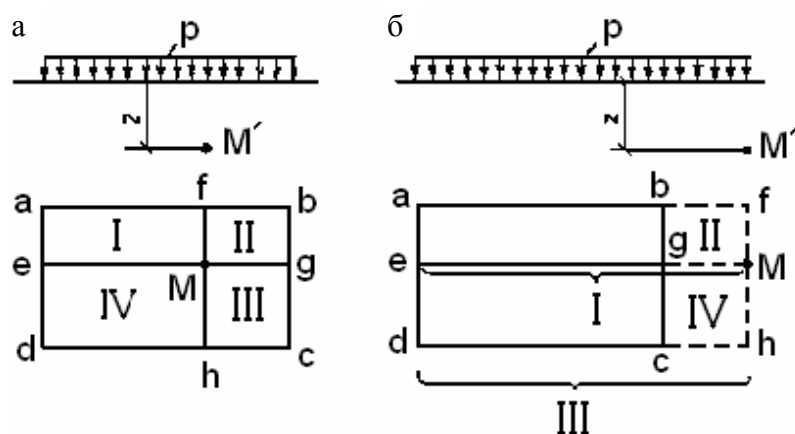


Рис. 4.10. Расчетные схемы к определению напряжений σ_z при действии местного равномерно распределенного давления: а – для точек, расположенных внутри прямоугольной площади загрузки; б – под точками, расположенными вне прямоугольной площади загрузки

Таблица 4.2

Определение коэффициента α

$\zeta = 2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$ равным						ленточных $\eta \geq 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117

$\zeta = 2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$ равным						ленточных $\eta \geq 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Тогда напряжение σ_z найдем суммированием напряжений под угловыми точками четырех площадей загрузки:

$$\sigma_z = \frac{1}{4}(\alpha'_1 + \alpha'_2 + \alpha'_3 + \alpha'_4) \cdot P,$$

где $\alpha'_1, \alpha'_2, \alpha'_3, \alpha'_4$ – коэффициенты, принимаемые по таблице в зависимости от отношения сторон площадей загрузки I, II, III, IV и отношения Z (глубины расположения точки M') к ширине каждой из этих площадей.

Когда проекция точки M' на горизонтальную поверхность полупространства (точка M) располагается вне пределов площади загрузки (рис. 4.6, б), точку M аналогично можно представить как угловую точку фиктивных площадей загрузки I, II, III, IV. При этом в пределах площадей II и IV фиктивная нагрузка прикладывается в обратном направлении. Напряжение определяется по выражению

$$\sigma_z = \frac{1}{4}(\alpha'_1 - \alpha'_2 + \alpha'_3 - \alpha'_4) \cdot P.$$

Обобщая формулы, можно дать следующее определение методу угловых точек: **напряжение в произвольной точке от нагрузки, распределенной по прямоугольной площади, равно алгебраической сумме напряжений в угловых точках прямоугольников, для которых рассматриваемая точка является угловой, при этом алгебраическая сумма площадей этих прямоугольников с учетом знаков в формуле суммирования напряжений должна совпадать с фактической площадью нагрузки.**

Так, пользуясь методом угловых точек, можно найти напряжение σ_z в любой точке полупространства, к поверхности которого приложена равномерно распределенная нагрузка в пределах прямоугольной площади.

4.4. Напряжения, возникающие от действия собственного веса грунта

Фактическое напряженное состояние грунтов основания при современных методах изысканий точно определить не представляется возможным. В большинстве случаев ограничиваются нахождением вертикального напряжения от действия веса вышележащих грунтов. Вертикальные напряжения от собственного веса грунта называют **бытовыми давлениями**, а график их изменения по глубине – **эпюрой бытовых давлений**. Напряжения от собственного веса грунта определяются на основании следующих упрощающих гипотез: 1) напряженным состоянием грунта при действии его собственного веса является осесимметричное компрессионное сжатие; 2) вертикальные напряжения в грунте определяются суммированием напряжений от веса элементарных слоев грунта; 3) грунт, находящийся ниже уровня грунтовых вод, испытывает взвешивающее действие воды; 4) слой грунта, находящийся ниже водоносного слоя, называется **водоупором** и испытывает на своей поверхности гидростатическое давление водяного столба.

Определяем напряжение от собственного веса грунта (природного или бытового) по формуле

$$\sigma_{zg} = \sum_1^n \gamma_i \cdot h_i, \left[\frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \right] \cdot 10^{-3} = \left[\frac{\text{МН}}{\text{м}^2} \right] = \text{МПа},$$

где n – число слоев грунта в пределах глубины z ; γ_i – удельный вес грунта i -го слоя, кН/м^3 ; h_i – толщина или мощность этого слоя, м.

Удельный вес водопроницаемых грунтов, залегающих ниже уровня грунтовых вод, принимается с учетом взвешивающего действия воды согласно выражению

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e),$$

где γ_w – удельный вес воды, $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$; γ_s – удельный вес частиц грунта; e – коэффициент пористости.

Формула используется для вычисления бытовых давлений на границах геологических слоев, на линии уровня грунтовых вод и на границе водоупора. В остальных сечениях бытовые давления могут быть определены по линейной интерполяции. На рис. 4.11 представлены характерные эпюры бытовых давлений в грунтовом массиве. На границах геологических слоев угол наклона эпюры, как правило, изменяется в связи с изменением величины удельного веса грунта. На линии уровня грунтовых вод (WL) имеет место самый заметный перегиб эпюры, вызванный уменьшением удельного веса грунта во взвешенном состоянии. На границе водоупора эпюра имеет скачок на величину гидростатического давления от веса столба воды над водоупором.

Деформации от действия веса природного грунта считаются давно стабилизировавшимися. Исключение составляют случаи действия свежесыпанной насыпи или понижения уровня подземных вод. При большой мощности толщи насыщенных водой сильносжимаемых грунтов, обладающих ползучестью, иногда приходится считаться с незавершенной фильтрационной консолидацией и консолидацией ползучести.

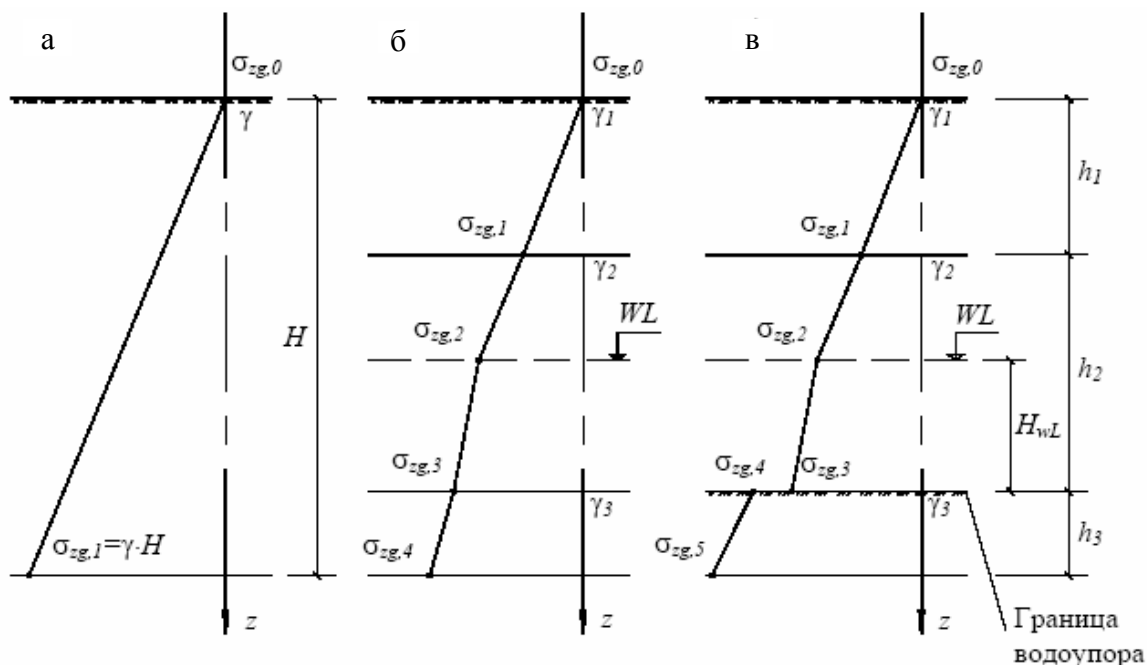


Рис. 4.11. Характерные эпюры распределения бытовых напряжений в массиве грунта: а – однородный массив; б – массив, представленный тремя инженерно-геологическими элементами; в – то же, но при этом третий слой является водоупором; H_{wL} – расстояние от водоупора до уровня грунтовых вод

5. Деформации грунтов и расчет осадок фундаментов

5.1. Виды и природа деформаций грунтов

Целью расчета оснований по деформациям является ограничение абсолютных и (или) относительных перемещений фундаментов и надфундаментных конструкций такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность (вследствие появления недопустимых осадок, подъемов, кренов, изменений проектных уровней и положений конструкций, расстройств их соединений и т. п.).

Под действием нагрузки, приложенной к основанию через фундамент, в грунте основания возникает напряженное состояние, которое вызывает развитие деформаций, приводящих к перемещению (осадке) фундамента и поверхности грунта вокруг него.

Поскольку грунт состоит из твердых частиц (твердых тел) и пор, заполненных водой и воздухом (жидкостью и газом), его деформации будут развиваться в зависимости от деформативности указанных составляющих. Виды деформаций грунта и физические причины, их вызывающие, можно систематизировать (табл. 5.1).

Как правило, при расчете осадок фундаментов рассматривают интегрально остаточные деформации уплотнения и деформации искажения формы. Из упругих деформаций изменения объема учитывают только деформации замкнутых пузырьков воздуха (газа), так как деформации объема твердых частиц и воды в тысячи раз меньше остаточных деформаций уплотнения.

Таблица 5.1

Основные физические причины различных видов деформаций грунта

Виды деформаций	Физические причины деформаций
Упругие деформации: искажения формы	Действие молекулярных сил упругости, развивающихся при искажении структурной решетки твердых частиц и цементирующего коллоидного вещества
	Действие молекулярных сил упругости замкнутых пузырьков воздуха, тонких пленок воды и твердых частиц
Остаточные деформации: уплотнения	Разрушение скелета грунта и отдельных его частиц в точках контактов, взаимный сдвиг частиц, выдавливание поровой воды, обуславливающие уменьшение пористости (компрессию грунта)
	Развитие местных сдвигов в областях предельного напряженного состояния
пластические	Резкое нарушение природной структуры грунта при изменении условий его существования (замачивание лёссов, оттаивание мерзлых грунтов и др.)
просадки	Проявление расклинивающего эффекта в результате действия электромолекулярных сил и выделение из поровой воды растворенного в ней газа при понижении давления
набухания	

5.2. Особенности деформирования грунтов

Особенности деформирования грунтов выявляются в результате экспериментов, характер нагружения рассматривался в п. 4.1 «Фазы напряженно-деформированного состояния грунта».

Линейные и нелинейные деформации.

В общем случае грунтам свойственна *нелинейная деформируемость*, причем в пределах фаз I и II, в некотором начальном интервале изменения напряжений она достаточно близка к линейной.

Упругие и пластические деформации. Если в процессе нагружения грунта при достижении некоторых значений производить разгрузку (за границей фазы I), то можно заметить, что при любом значении p , даже в пределах линейной деформируемости (фаза II), разгрузка не вызывает полного восстановления осадок поверхности грунта. Следовательно, при любом значении давления общая осадка грунта может быть разделена на восстанавливающуюся (упругую) s^e и остаточную (пластическую) s^p . При этом, как правило, $s^e \gg s^p$ (рис. 5.1).

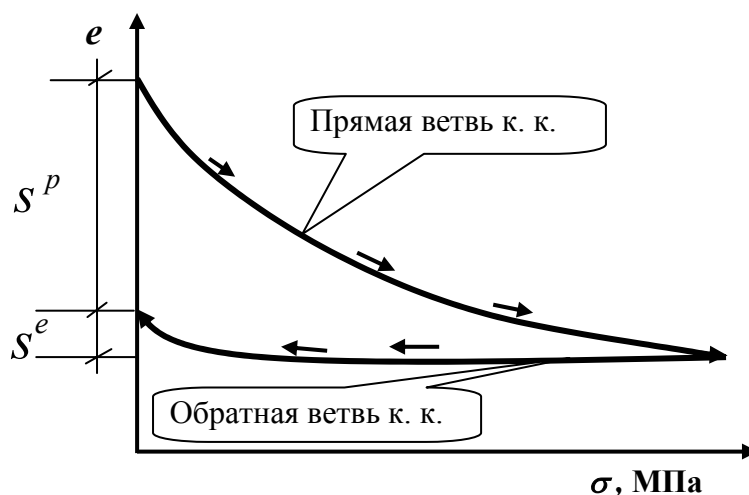


Рис. 5.1. Пример компрессионных испытаний грунтов

Физические причины упругих деформаций:

- упругость минеральных частиц грунта;
- упругость воды;
- упругость замкнутых пузырьков воздуха.

Физические причины остаточных деформаций:

- уплотнение грунта;
- сдвиги частиц грунта;
- разрушение частиц в точках контакта.

Для различных грунтов соотношения между упругими и остаточными деформациями различны.

Объемные и сдвиговые деформации. Общее напряженное или деформированное состояние в точке массива грунта можно разделить на две составляющие. Тогда *общее напряженное состояние (тензор напряжений)* выразится как сумма *гидростатического напряженного состояния (шаровой тензор)*, вызывающего изменение только объема грунта, и *девиаторного напряженного состояния (девиатор напряжений)*, вызывающего только изменение формы.

Испытания грунта свидетельствует о том, что с увеличением среднего нормального напряжения σ_m , объемная деформация ε_v возрастает, но стремится к некоторой постоянной величине. В то же время увеличение касательных напряжений τ_i не может происходить беспреступно и вызывает все большее возрастание сдвиговых деформаций γ_i , приводящее, в конечном счете, к разрушению грунта. Отсюда можно сделать важный вывод о том, что *разрушение грунта происходит под действием сдвиговых напряжений*, поэтому главной формой разрушения в механике грунтов считается сдвиг. Гидростатическое обжатие вызывает *уплотнение*, следовательно, и *увеличение прочности* грунта.

Из-за дискретного строения грунта действительный характер его деформирования при гидростатическом и девиаторном нагружении будет значительно сложнее. Так, при сдвиге (девиаторном нагружении) песчаного образца плотного сложения к моменту разрушения отмечается некоторое увеличение его объема, называемое *дилатансией*. При сдвиге же песчаного образца рыхлого сложения, напротив, происходит его дополнительное уплотнение. Это явление называется *отрицательной дилатансией*, или *контракцией*. В то же время при гидростатическом обжатии образца грунта, в случае больших напряжений, между частицами могут возникнуть местные концентрации напряжений, приводящих к его разрушению.

При некотором предельном для данного грунта значении τ_i возникнет состояние неограниченного пластического деформирования, что часто называется *течением грунта*. Такое состояние называется *предельным*.

5.3. Влияние различных факторов на величину и характер деформаций

1. Условия загрузки:

- непрерывно возрастающая нагрузка

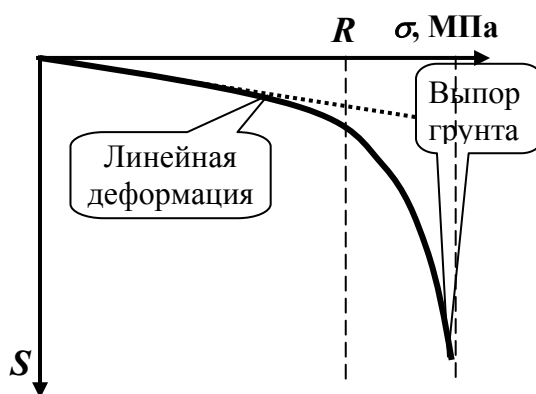


Рис. 5.2. Деформации грунта при действии непрерывно возрастающей нагрузки

Чаще всего, практически в строительстве рассматриваются *линейные деформации*, т. е. до напряжений, равных R .

В этом случае правомерно использовать теорию упругости и инженерные методы расчета осадок;

- периодически действующая нагрузка

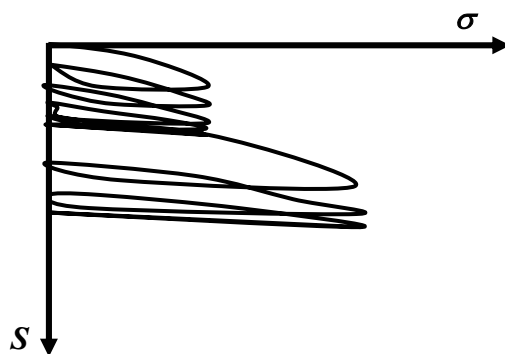


Рис. 5.3. Деформации грунта при действии периодически действующей нагрузки

При многократном нагружении основания общие деформации грунта стремятся к некоторому пределу.

При большом числе циклов нагружения появляются лишь упругие деформации, т. е. *грунт приобретает упруго-уплотненное состояние*. (Имеет практическое значение для строителей дорог, насыпей и т. д.)

2. Деформации грунта во времени

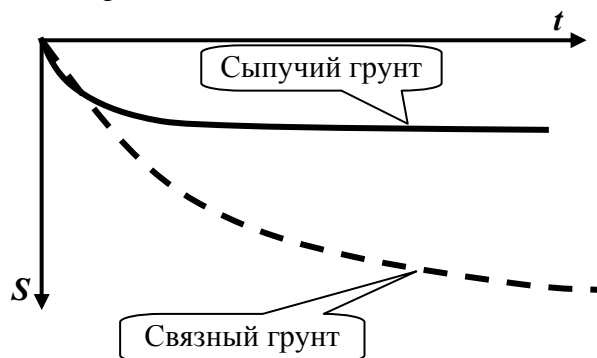


Рис. 5.4. Деформации грунтов в зависимости от времени

При уплотнении оснований скорость осадки фундамента (сооружения) зависит от скорости отжатия воды из пор грунта (*фильтрационная консолидация*). Впоследствии возникают *осадки реологического характера* (ползучесть скелета грунта).

Характер деформации зависит от индивидуальных свойств грунтов.

3. Зависимость деформации грунтов от размеров фундаментов (**при прочих равных условиях**) (рис. 5.5).

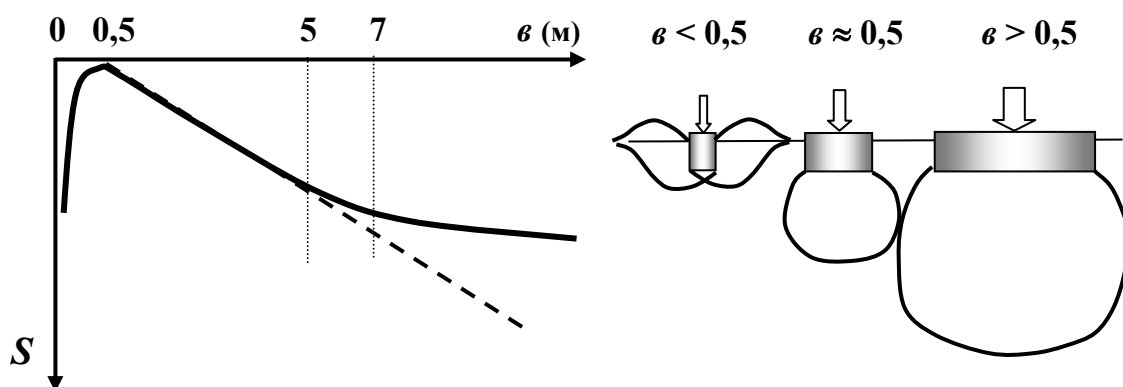


Рис. 5.5. Деформации грунта в зависимости от размеров фундамента

При $b < 0,5$ м деформации очень большие (возможен выпор грунта или достижение I предельного состояния).

При $b \approx 0,5$ м – малая сжимаемая толщина (осадки малы).

При $b > 0,5$ м – увеличение активной сжимаемой зоны – увеличение деформации в целом.

При $b > 7$ м ($A > 50$ м²) осадки меньше теоретических, т. к. активная сжимаемая зона уходит в более плотные нижние слои грунта (возрастание модуля деформации с глубиной).

Основания и фундаменты рассчитываются по двум предельным состояниям:

1. По несущей способности:

$$N \leq \frac{\gamma_c \cdot P_{np}}{\gamma_q}$$

N – заданная расчетная нагрузка на основание в наиболее невыгодной комбинации;

P_{np} – несущая способность (предельная нагрузка) основания для данного направления нагрузки N ;

γ_c – коэффициент условия работы основания (<1);

γ_q – коэффициент надежности (>1).

2. По предельным деформациям: $S_{рас}$ – расчетная абсолютная осадка фундамента;

$$S_{рас.} \leq S_{u.s.}$$

$$\Delta S_{рас.} \leq \Delta S_{u.s.}$$

$\Delta S_{рас}$ – расчетная относительная разность осадок фундаментов;
 $S_{u.s.}$; $\Delta S_{u.s.}$ – предельные величины, абсолютной и относительной разности осадок фундаментов соответственно (СНиП 2.02.01–83*).

5.4. Расчет оснований по деформациям и методы расчета осадок. Затухание осадок во времени

Деформации основания подразделяют следующим образом:

- **осадки** – деформации, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок и в отдельных случаях собственного веса грунта, не сопровождающиеся коренным изменением его структуры;
- **просадки** – деформации, происходящие в результате уплотнения и, как правило, коренного изменения структуры грунта под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса грунта, так и дополнительных факторов, таких, например, как замачивание просадочного грунта, оттаивание ледовых прослоек в замерзшем грунте и т. п.;
- **подъемы и осадки** – деформации, связанные с изменением объема некоторых грунтов при изменении их влажности или воздействии химических веществ (набухание и усадка) и при замерзании воды и оттаивании льда в порах грунта (морозное пучение и оттаивание грунта);
- **оседания** – деформации земной поверхности, вызываемые разработкой полезных ископаемых, изменением гидрогеологических условий, понижением уровня подземных вод, карстово-суффозионными процессами и т. п.;
- **горизонтальные перемещения** – деформации, связанные с действием горизонтальных нагрузок на основание (фундаменты распорных систем, подпорные стены и т. д.) или со значительными вертикальными перемещениями поверхности при оседаниях, просадках грунтов от собственного веса и т. п.;
- **провалы** – деформации земной поверхности с нарушением сплошности грунтов, образующиеся вследствие обрушения толщи грунтов над карстовыми полостями, горными выработками или зонами суффозионного выноса грунта.

Расчет оснований по деформациям производят, исходя из условия

$$S \leq S_u, \quad (5.1)$$

где S – совместная деформация основания и сооружения;

S_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое в соответствии с указаниями СНиП 2.02.01–83* «Основания зданий и сооружений» или СП50–101–2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений».

Метод послойного суммирования

В большинстве практических случаев основание сложено по глубине разнородными грунтами, представленными в материалах инженерно-геологических изысканий инженерно-геологическими элементами (ИГЭ). Метод послойного суммирования позволяет учитывать разнородность грунтового массива по глубине. В основе метода лежит суммирование осадок элементарных слоев от действия дополнительных напряжений. При этом распределение дополнительных напряжений в грунтовом массиве принимается в соответствии с моделью ли-

нейно деформируемого полупространства. *Дополнительными напряжениями* называют напряжения в грунтовом массиве от действия внешней нагрузки.

Расчет осадки оснований по методу послойного суммирования производится в соответствии с рекомендациями СП50–101–2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений».

Расчетная схема определения осадок основания по методу послойного суммирования представлена на рис. 5.6.

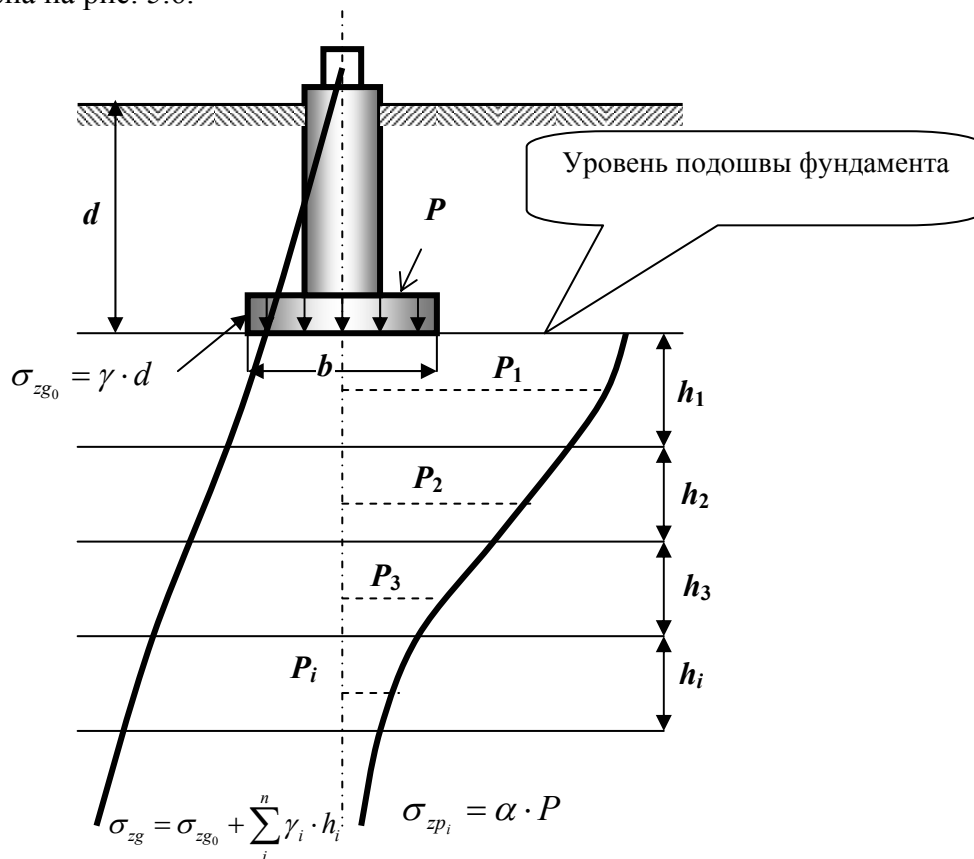


Рис. 5.6. Расчетная схема к методу послойного суммирования

Порядок расчета

1. Строим расчетную схему.
2. Разбиваем грунтовый массив ниже подошвы фундамента шириной b на элементарные слои, исходя из следующих условий:

- мощность любого элементарного слоя $\Delta h_i \leq 0,4b$;
- слои должны быть однородными по своим свойствам.

3. Строим эпюру природных давлений:

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg0} + \sum_i^n \gamma_i \cdot h_i, \quad (5.2)$$

где γ_i – удельный вес грунта i -го слоя.

h_i – толщина (мощность) i -го слоя грунта.

$$\sigma_{zg0} = \gamma \cdot d,$$

где γ – удельный вес грунта выше подошвы фундамента;

d – глубина заложения фундамента.

Природные давления определяются на границах элементарных слоев.

4. Строим эпюру дополнительных вертикальных напряжений от фундамента и вычисляем эпюру дополнительных вертикальных напряжений собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта.

Значения напряжений определяются на границах элементарных слоев. Начало эпюры давлений от уровня подошвы:

$$\begin{aligned}\sigma_{zp_i} &= \alpha \cdot P, \\ \sigma_{z\gamma_i} &= \alpha \cdot \sigma_{zg0},\end{aligned}\quad (5.3)$$

где $P = (\sum N_{II} + \sigma_{\phi_{II}} + \sigma_{zp_{II}}) / A$ – среднее давление под подошвой фундамента;

N_{II} – вертикальная нагрузка на фундамент;

$\sigma_{\phi_{II}}$ – вес фундамента;

$\sigma_{zp_{II}}$ – вес грунта на уступах фундамента;

$\alpha = f(\eta = l/b, \xi = 2z/b)$ – коэффициент, учитывающий убывание с глубиной дополнительных давлений (п. 4.3 табл. 4.2).

5. Определяем нижнюю границу сжимаемой толщи, которая находится на такой глубине от подошвы фундамента, на которой выполняется условие $\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}$.

Если найденная по указанному выше условию нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации $E < 5$ МПа (50 кгс/см²) или такой слой залегает непосредственно ниже глубины $z = H_c$, нижняя граница сжимаемой толщи определяется, исходя из условия $\sigma_{zp} \leq 0,1\sigma_{zg}$.

6. Определяем осадку основания в пределах сжимаемой толщи:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp_i}^{cp} - \sigma_{z\gamma_i}) \cdot \Delta h_i}{E_i}, \quad (5.4)$$

где $\beta = 0,8$ – коэффициент, учитывающий боковое расширение грунта;

n – количество элементарных слоев, вошедших в сжимаемую толщу;

Δh_i – мощность соответствующего элементарного слоя, м;

E_i – модуль деформации соответствующего элементарного слоя, кПа;

$\sigma_{zp_i}^{cp}$ – дополнительное вертикальное давление от сооружения в середине элементарного слоя, кПа.

7. Проверяем условие $S < S_U$.

Допущения при расчете по этому методу

1. Линейная зависимость между напряжениями и деформациями.
2. Осадки рассматриваются, исходя из $\max P_z$ – под центром фундамента.
3. Не учитывается, как правило, слоистость напластований при построении P_z .
4. Это задача пространственная (6 компонентов напряжений), мы учитываем только P_z (5 комп. не учитываем).
5. Не учитываем боковое расширение грунта.
6. На некоторой глубине ограничиваем активную зону, ниже которой считаем, что грунт практически не деформируется.

$$\begin{array}{c} \boxed{\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}} \\ \downarrow \\ \text{при } E_0 \geq 5 \text{ МПа} \end{array}$$

$$\begin{array}{c} \boxed{\sigma_{zp} \leq 0,1\sigma_{zg}} \\ \downarrow \\ \text{при } E_0 < 5 \text{ МПа} \end{array}$$

**Определение осадки фундамента по методу эквивалентного слоя
(Н. А. Цытович, 1934 год)**

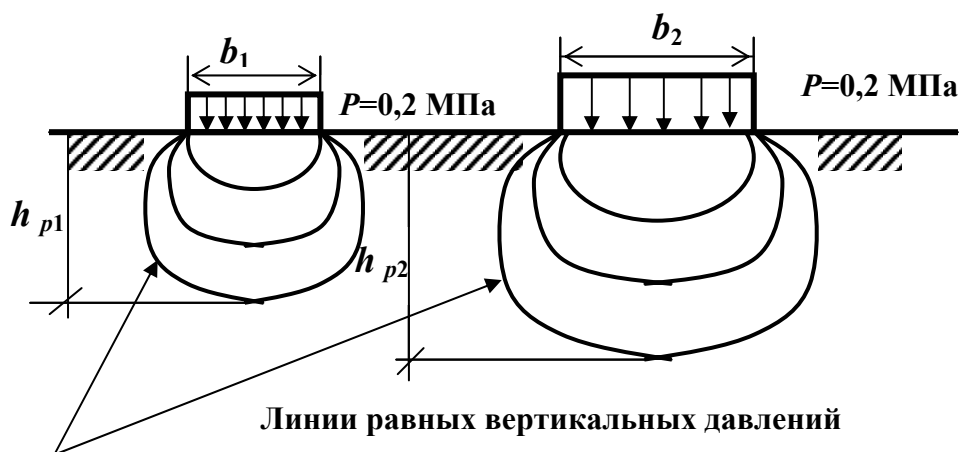


Рис. 5.7. Эпюры распределения давлений при различной площади загрузки

При большей площади загрузки глубина распределения давлений и объем грунта, подвергающийся деформации, будут больше. Следовательно, и осадки будут больше.

Под эквивалентным слоем подразумевается некоторый ограниченный по толщине слой грунта, который при сплошной, равномерно распределенной нагрузке, приложенной к границе основания, дает значение осадки, равное осадке фундамента, имеющего ограниченные размеры в плане при той же нагрузке и аналогичных грунтовых условиях. Другими словами, в данном методе пространственная задача расчета осадок может заменяться одномерной.

В случае однородного основания грунт моделируется сплошным линейно деформируемым телом. Считается, что осадка основания определяется всеми компонентами напряжений и зависит от жесткости фундамента. Учитывается также боковое расширение грунта основания.

В методе эквивалентного слоя конечную осадку фундамента определяют в результате решения задачи теории упругости о деформировании упругого полупространства под действием равномерно распределенной нагрузки по формуле

$$s = h_e \cdot m_v \cdot p_0, \quad (5.5)$$

где m_v – коэффициент относительной сжимаемости грунта;
 p_0 – дополнительное давление по подошве фундамента;
 h_e – мощность эквивалентного слоя грунта:

$$h_e = A \cdot \omega \cdot b, \quad (5.6)$$

b – ширина подошвы фундамента; ω – коэффициент, зависящий от формы подошвы и жесткости фундамента; A – коэффициент, зависящий от коэффициента бокового расширения грунта ν :

$$A = (1-\nu)^2 / (1-2\nu). \quad (5.7)$$

Произведение $A \cdot \omega$ называют *коэффициентом эквивалентного слоя*, который находят по табличным данным.

Метод эквивалентного слоя позволяет определять осадку слоистого основания с использованием приближенного решения.

Так, в расчетной схеме сжимаемую толщину основания, влияющую на осадку фундамента, принимают равной $H_c = 2h_e$, а распределение дополнительных вертикальных напряжений – по треугольной эпюре (рис. 5.8, а). Вершину треугольной эпюры напряжений назначают на глубине H_c , а основание эпюры p_0 – под подошвой фундамента. Грунты, находящиеся

ся в пределах глубины сжимаемости толщи, считаются однородными с осредненными характеристиками.

Осадку слоистого основания также вычисляют по формуле (5.5), с той лишь разницей, что в ней используют средний коэффициент относительной сжимаемости, определяемый из условия, что в пределах сжимаемой толщи полная осадка равна сумме осадок, входящих в нее слоев. Средний коэффициент относительной сжимаемости находят из выражения

$$m_{vm} = \frac{1}{2 \cdot h_e^2} \cdot \sum_{i=1}^n h_i \cdot m_{vi} \cdot z_i, \quad (5.8)$$

где h_i – высота i -го слоя грунта в пределах сжимаемой толщи;

m_{vi} – коэффициент относительной сжимаемости i -го слоя;

z_i – расстояние от нижней точки треугольной эпюры до середины i -го слоя (рис. 5.8).

Метод эквивалентного слоя позволяет рассчитывать осадку с учетом влияния других, рядом расположенных фундаментов с помощью метода угловых точек, о котором уже говорилось выше.

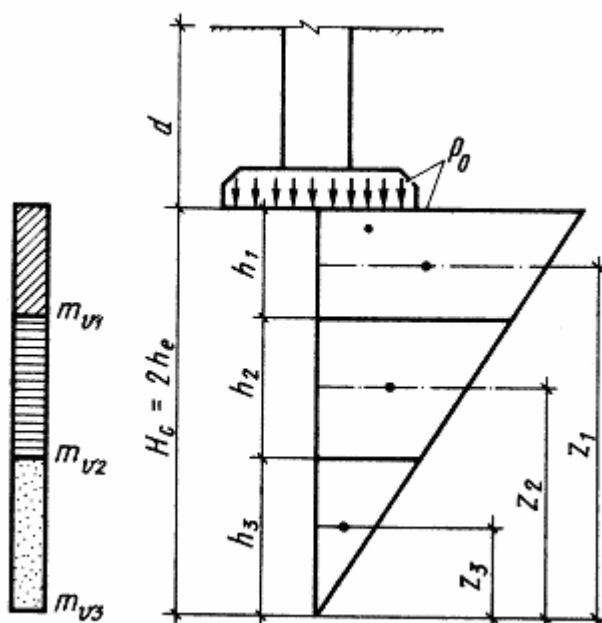


Рис. 5.8. Расчетная схема к методу эквивалентного слоя при слоистом пластовании грунтов

Затухание осадки во времени

Затухание осадки грунтов во времени (их консолидация) является сложным процессом, на который оказывают влияние водопроницаемость, структура, поровое давление, ползучесть скелета грунта, сжимаемость самих минеральных частиц, воды и заземленного воздуха, условия нагружения, а также геологическое строение площадки.

Обобщенное решение задачи затухания осадки в замкнутом виде из-за сложности происходящих процессов в настоящее время отсутствует. В расчетные модели, схемы и методы вводятся различные допущения, предпосылки и упрощения, приемлемые только для отдельных грунтов и условий их нагружения.

Наиболее простой, доведенной до рабочего состояния, является фильтрационная теория консолидации (уплотнения) грунтов. В этой теории грунты рассматриваются в состоянии «грунтовой массы», т. е. с полным насыщением пор свободной гравитационной водой и при отсутствии сил сцепления. Скорость затухания осадки зависит от скорости выдавливания (фильтрации) воды из пор уплотняемого грунта. Решение получено для одномерной задачи с прямоугольной и треугольной эпюрами уплотняющих давлений в предположении, что ток

фильтрационной воды направлен вертикально, и в начальный момент все внешнее давление воспринимает вода. По мере отжатия воды из пор в работу включаются минеральные частицы. Осадка закончится тогда, когда всю нагрузку воспримут минеральные частицы.

К. Терцаги предложил для полностью водонасыщенного глинистого грунта такую модель: цилиндр, заполненный водой, внутри которого имеется стальная пружина. Цилиндр закрыт поршнем, имеющим весьма малые отверстия. Если на этот поршень поставить груз, то опускание поршня возможно только за счет выдавливания из цилиндра лишней воды. Поршень начнет надавливать на пружину и остановится лишь тогда, когда все усилия груза полностью передадутся на пружину. При этом лишняя вода из цилиндра выдавится наружу. Диаметр отверстий моделирует фильтрационную способность грунта: чем мельче отверстия, тем медленнее выдавливается вода, и медленнее идет процесс осадки (рис. 5.9).

Используя метод эквивалентного слоя, в котором все задачи приводятся к одномерным, фильтрационную теорию консолидации грунтов можно применить и для других видов нагружения.

Предпосылки и допущения, принятые в теории фильтрационной консолидации, значительно сокращают область ее применения. Н. А. Цытович указывал, что «теория фильтрационной консолидации грунтов (без дополнительных условий) будет применима для неуплотненных, полностью водонасыщенных (слабых) глинистых грунтов».

По всей вероятности, эта теория в большей степени отвечает условиям одномерной задачи, когда происходит уплотнение грунтов на большой площади (например, для прогноза затухания осадок некоторых гидротехнических сооружений и отдельных ядерных установок). Использование теории фильтрационной консолидации для промышленных и гражданских зданий и сооружений дает неопределенные результаты.

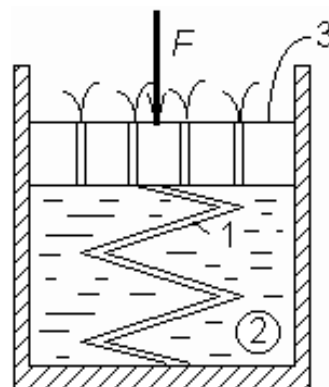


Рис. 5.9. Схема, поясняющая поведение водонасыщенного глинистого грунта при сжатии: 1 – пружина, заменяющая скелет грунта; 2 – жидкость, заменяющая поровую воду; 3 – поршень с тонкими отверстиями для передачи давления на грунтовую массу

5.5. Реология и нелинейная механика грунтов

Реология как наука, изучающая вопросы течения материалов, имеет три основных направления исследований: медленно развивающихся во времени деформаций – деформаций ползучести; расслабления (уменьшения) напряжений при постоянстве деформации – релаксации напряжений; разрушения материалов при длительном действии нагрузки – длительной прочности материалов.

В нашей стране вопросами реологии грунтов занимались А. Я. Будин, С. С. Вялов, М. Н. Гольдштейн, Ю. К. Зарецкий, Н. Н. Маслов, С. Р. Месчан, Г. И. Тер-Степанян, Н. А. Цытович и др.

Деформации ползучести развиваются как в процессе уплотнения грунтов под действием нормальных напряжений, так и при сдвиге, т. е. при приложении касательных напряжений.

Реологические процессы особенно характерны для пылевато-глинистых грунтов, а также для любых грунтов, находящихся в мерзлом состоянии. Они проявляются также в скальных породах и песках при их определенном напряженном состоянии. Физические причины ползучести в полной мере пока еще не вскрыты. С. С. Вялов и Ю. К. Зарецкий объясняют развитие реологических процессов в грунтах, в частности, при деформациях ползучести. Так,

при увеличении напряжений в жестких связях между частицами грунта возникают усилия, под действием которых постепенно разрушаются менее прочные, а затем и более прочные связи. В результате этого процесса в грунте появляются дефекты (микротрещины между частицами). Однако одновременно в этих и соседних местах возникают вследствие сближения отдельных частиц (при сжатии и сдвиге) новые водно-коллоидные и молекулярно-контактные связи. Поэтому грунт не разрушается, а лишь получает большие деформации.

Если к нескольким образцам одного и того же грунта приложить различную сдвигающую нагрузку, то относительная деформация будет развиваться во времени так, как показано на рис. 5.10.

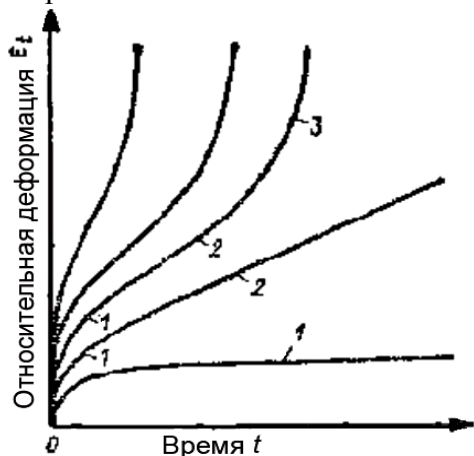


Рис. 5.10. Испытание грунта на релаксацию напряжений при сжатии со свободным боковым расширением: 1 – образец грунта; 2 – динамометр; 3 – домкратный винт для приложения нагрузки; 4 – жесткая рама

Анализируя кривые деформации во времени, можно выделить мгновенную деформацию и три стадии ползучести. В пределах первой стадии, называемой *стадией затухающей ползучести*, происходит постепенное уменьшение скорости развития деформаций во времени. В пределах второй стадии – *установившейся ползучести* – имеет место деформация пластического течения, при которой скорость практически постоянна. Установившаяся ползучесть возникает лишь при напряжениях, больших определенного предела. Как доказано С. С. Вяловым, установившаяся ползучесть всегда переходит в третью стадию – *прогрессирующего течения*, при которой скорость развития деформаций во времени возрастает, что и ведет к разрушению образца.

В стадии затухающей ползучести возникают микротрещины, но одновременно образуется значительно большее количество новых связей, и увеличивается сопротивление разрушению существующих связей вследствие развивающихся деформаций.

В стадии установившейся ползучести наблюдается равновесие между прочностью грунта, теряемой в результате разрушения связей, и прочностью, приобретаемой грунтом вследствие возникновения водно-коллоидных и молекулярно-контактных связей. Этим обуславливается пластично-вязкое течение, в процессе которого изменяется структура грунта, при этом постепенно уменьшается сопротивляемость образца грунта разрушению и наступает стадия прогрессирующего течения.

В стадии прогрессирующего течения количество дефектов в связях все увеличивается, а возникновение новых связей иногда уменьшается, поскольку на этой стадии в ряде случаев наблюдается увеличение объема образца грунта. Прогрессирующее течение при неизменном напряженном состоянии всегда заканчивается разрушением.

Длительная прочность грунта и релаксация напряжений

Если образец грунта подвергать деформациям сдвига, осевого сжатия или растяжения при различных нагрузках, то можно отметить, что чем большая нагрузка приложена к образцу, тем скорее наступает стадия прогрессирующего течения и происходит разрушение образца. Проводя опыты все с меньшими нагрузками, можно достигнуть такого напряженного состояния грунта, при котором не возникает установившейся ползучести и прогрессирующего течения, а будет развиваться только затухающая ползучесть, и разрушение образца не произойдет даже при длительном действии нагрузки, вызывающей это напряженное состояние.

Минимальные напряжения, при которых происходит разрушение образца через бесконечно большой промежуток времени, называются *пределом длительной прочности* R_∞ .

Напряжения, при которых образец грунта разрушается через некоторый период времени после приложения нагрузки в связи с развитием деформаций установившейся ползучести и прогрессирующего течения, соответствуют длительной прочности грунта R_t .

Наконец, можно приложить нагрузку такой интенсивности, при которой образец грунта разрушается мгновенно, т. е. достигается мгновенная прочность грунта при минимальном напряженном состоянии.

По результатам серии испытаний грунта, обладающего ползучестью, можно построить кривую его длительной прочности (рис. 5.11).

При проектировании сооружений, передающих постоянную нагрузку, приходится исходить из предела длительной прочности, а в случае периодического возрастания и снижения нагрузки – из длительной прочности с учетом продолжительности действия нагрузки (например, порывов ветра). Такое проектирование рациональнее.

Релаксацией напряжений называется явление уменьшения напряжений (расслабление напряжений) при постоянстве общей деформации. Если образец грунта, обладающего ползучестью (рис. 5.12), поместить в прибор (например, динамометрический) и приложить к этому образцу нагрузку, немного меньшую мгновенной прочности грунта, то измерение усилий по динамометру во время опыта покажет, что напряжения в грунте будут уменьшаться. В то же время размеры образца практически останутся без изменений. В результате опыта мы получим кривую уменьшения напряжений, аналогичную кривой длительной прочности. Доказано, что напряжения будут уменьшаться до предела длительной прочности. В связи с этим, С. С. Вялов рекомендует определять предел длительной прочности по напряжениям, до которых происходит их релаксация при постоянстве данного вида деформации.

Кривая релаксации напряжений может быть описана уравнением

$$\sigma_t = \sigma_\infty + (\sigma_0 - \sigma_\infty)t^{-n}, \quad (5.9)$$

где σ_t – напряжение в данный момент времени t ; σ_∞ – предельно длительное напряжение после релаксации; σ_0 – напряжение, возникающее в начале опыта при $t = 0$; t – время от начала приложения нагрузки; n – параметр, который характеризует скорость релаксации напряжений (обычно $n < 1$).

Так как проводить опыты в течение бесконечно большого периода времени невозможно, выполняют несколько длительных экспериментов при различных значениях его и расчетом находят σ_0 , σ_∞ и n .

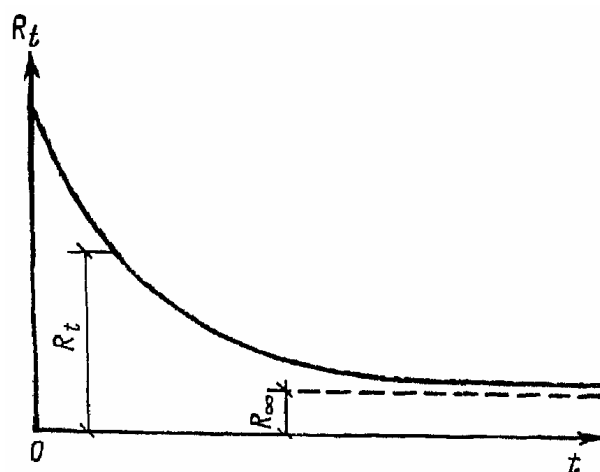


Рис. 5.11. Кривая длительной прочности грунта

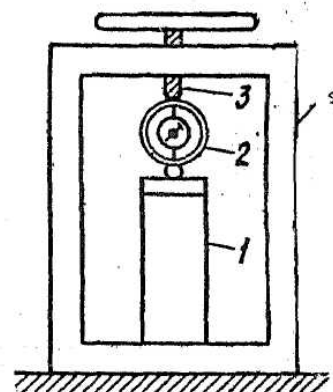


Рис. 5.12. Испытание грунта на релаксацию напряжений при сжатии со свободным боковым расширением: 1 – образец грунта; 2 – динамометр; 3 – домкратный винт для приложения нагрузки; 4 – жесткая рама

Деформации ползучести грунта при уплотнении

Если деформацию образца водонасыщенного грунта в одометре или осадку слоя грунта без возможности бокового расширения изобразить во времени кривой в полулогарифмической системе координат, то она будет иметь вид, показанный на рис. 5.13, а. На этой кривой можно выделить три основных участка, соответствующих трем слагаемым осадки: преимущественно упругой (начальной) осадке s_{ei} , развивающейся до начала фильтрационной консолидации; осадке s_{fc} , обусловленной фильтрационной консолидацией, и осадке s_{cr} , развивающейся вследствие ползучести грунта. Осадку, развивающуюся после фильтрационной консолидации, обычно называют *осадкой вторичной консолидации*. Фактически деформации ползучести, развивающиеся с момента приложения нагрузки, составляют небольшую долю s_{fc} в период развития фильтрационной консолидации, поэтому их можно не выделять.

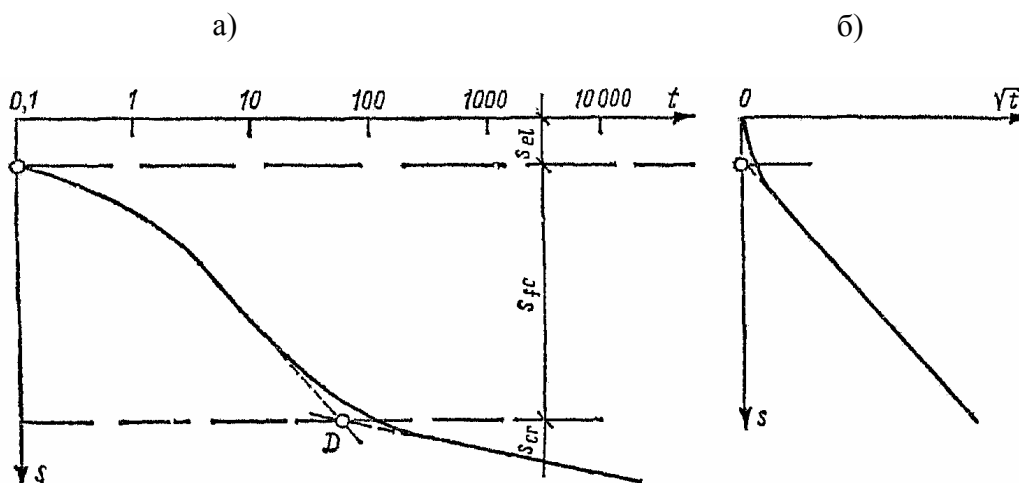


Рис. 5.13. Кривые нарастания деформаций (осадок) во времени

Начальную (преимущественно упругую) осадку можно найти по графику, построенному в координатах s и \sqrt{t} (рис. 5.13, б). Нарастание во времени относительной деформации неводонасыщенных грунтов может быть, как считает Н. А. Цытович, установлено по теории наследственной ползучести. В таком случае уравнение напряженно-деформированного состояния грунтов при затухающей ползучести и при непрерывном одноосном загрузении или одномерном уплотнении различным давлением (переменным или постоянным) в момент времени t будет иметь вид

$$e(t) = \frac{1}{E_{el}} \left[\sigma(t) + \int_0^t k(t-t_0) \sigma(t_0) dt \right], \quad (5.10)$$

где E_{el} – мгновенный модуль деформации скелета грунта; $\sigma(t)$ и $\sigma(t_0)$ – напряжения, развивающиеся соответственно к моментам времени t и t_0 ; t – текущая координата времени; t_0 – момент времени, соответствующий приложению нагрузки, вызывающей напряжение $\sigma(t_0)$, которое действует в течение отрезка времени dt_0 .

$$k(t-t_0) = E_{el} \bar{k}(t-t_0), \quad (5.11)$$

где $\bar{k}(t-t_0)$ – ядро ползучести, характеризующее скорость деформации ползучести при постоянном напряжении, отнесенную к его единице.

Уравнение (5.14) свидетельствует о зависимости полной деформации скелета грунта, обладающего ползучестью, не только от напряженного состояния, но и от предыстории нагружения в момент времени t_0 . Этим обусловлено название теории – теория наследственной ползучести.

Ядро ползучести для дисперсных грунтов часто представляют в виде простейшей зависимости, подтверждаемой экспериментами:

$$\bar{k}(t - t_0) = \delta e^{-\delta_1(t-t_0)}, \quad (5.12)$$

где δ и δ_1 – параметры ползучести, определяемые по результатам опытов.

Для находжений δ_1 после окончания фильтрационной консолидации (начиная с момента времени t_{fc}) строят графическую зависимость, показанную на рис. 5.14, где \dot{s} – скорость осадки; p – давление; h – толщина деформирующегося слоя. Эта зависимость имеет вид прямой линии. Тангенс угла наклона ее к абсциссе и будет δ_1 :

$$\delta_1 = \operatorname{tg} \psi. \quad (5.13)$$

Параметр ползучести δ можно определить по формуле

$$\delta = \delta_1 m_g'' / m_g', \quad (5.14)$$

где m_g'' – коэффициент относительной сжимаемости вследствие ползучести грунта, определяемый на конец опыта; m_g' – коэффициент относительной сжимаемости вследствие упругих деформаций образца и фильтрационной консолидации.

Величину m_g' находят по формуле

$$m_g' = m_g^{el} + m_g^f, \quad (5.15)$$

где m_g^{el} – коэффициент относительной сжимаемости в период упругих деформаций; m_g^f – коэффициент относительной сжимаемости за период фильтрационной консолидации.

Когда деформации ползучести в период фильтрационной консолидации можно считать незначительными,

$$m_g' = m_g^{el} + m_g^f = (s_{el} + s_{fc}) / (hp); \quad (5.16)$$

здесь S_{el} и S_{fc} определяются по графику (см. рис. 5.13); h – высота образца; p – приложенное давление.

Значение m_g'' устанавливают по формуле

$$m_g'' = (m_g^{en} - m_g') / (1 - e^{-\sigma_1 t_{en}}), \quad (5.17)$$

где m_g^{en} – коэффициент относительной сжимаемости грунта при условной стабилизации образца грунта за период времени t_{en} (на конец опыта).

Таким образом, по результатам экспериментов определяют все параметры, необходимые для нахождения относительной деформации ползучести однофазного грунта, что дает возможность составлять прогноз деформаций ползучести грунтов.

В двухфазных грунтах одновременно развиваются деформации ползучести, фильтрационной консолидации и изменения объема пузырьков воздуха в поровой воде по мере изменения в ней давления. Решения для ряда таких задач освещены в трудах Н. А. Цытовича, Ю. К. Зарецкого, З. Т. Тер-Мартirosяна и др.

Однако при приближенных расчетах осадки во времени относительно хорошо фильтрующихся грунтов (суглинков или глин с прослоями песка) используют раздельное определе-

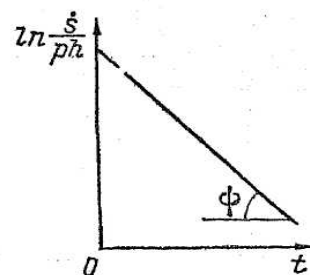


Рис. 5.14. График для определения параметра δ_1 после окончания фильтрационной консолидации

ние развития осадок во времени в результате сжатия поровой воды, фильтрационной консолидации и ползучести с применением графика развития деформаций во времени (см. рис. 5.13). В таком случае кривую нарастания осадки во времени в период деформаций ползучести заменяют прямой, начиная от точки D .

Вопросы нелинейной механики грунтов

Ранее отмечалось, что близкая к линейной зависимость при небольших давлениях наблюдается в пределах фазы упругих деформаций и фазы уплотнения и местных сдвигов. Если давление по подошве жестких фундаментов не вызывает развития интенсивных деформаций сдвигов (пластических деформаций), то, как показано ранее, осадку сооружений с успехом можно рассчитывать исходя из линейной зависимости между напряжениями и деформациями.

В ряде случаев осадка, полученная при таком расчете, оказывается существенно меньше предельно допустимого значения. Однако увеличить давление по подошве рассчитываемых фундаментов на основе линейной механики грунтов нельзя, так как при повышенных давлениях нарушается принятая в расчетах линейная зависимость.

Нарушение линейной зависимости между давлением и осадками жесткого фундамента можно объяснить значительным развитием деформаций сдвигов и изменением объема грунта не только в зависимости от суммы главных напряжений, но и от соотношения между главными и касательными напряжениями (явления контракции и дилатансии).

В таком случае приходится рассматривать напряженное состояние грунтов, например, по октаэдрическим площадкам, равнонаклонным к плоскостям, по которым действуют главные напряжения. Согласно решениям общей механики сплошных сред, на эти площадки будут действовать октаэдрические напряжения:

Нормальные

$$\sigma_{ocf} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3); \quad (5.18)$$

касательные

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}. \quad (5.19)$$

Кроме деформаций объема, существенное значение имеют деформации формы. В качестве меры деформаций формы принимают интенсивность деформаций сдвигов:

$$\Gamma = \sqrt{\frac{2}{3}(\gamma_1^2 + \gamma_2^2 + \gamma_3^2)}, \quad (5.20)$$

где $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ – наибольшие (главные) деформации сдвигов.

Деформации объема и формы могут быть выражены через σ_{oct} и τ_{oct} .

На рис. 5.15, а показано изменение относительной октаэдрической деформации (изменения объема) ε_{oct} при увеличении $\sigma_{oct} = p_{oct}$. Линия 1 соответствует линейной зависимости между напряжениями и деформациями; линия 2 – экспериментальная кривая для случая неизменности объема при действии касательных напряжений; линии 3 – экспериментальные кривые, полученные при изменении объема в результате деформации сдвигов.

На рис. 5.15, б представлена зависимость меры деформаций формы Γ от τ_{oct} при различных октаэдрических нормальных напряжениях. Здесь также линия 1 отражает линейную зависимость между напряжениями и деформациями. Кривые 4 соответствуют развитию меры деформаций формы при различных октаэдрических нормальных напряжениях.

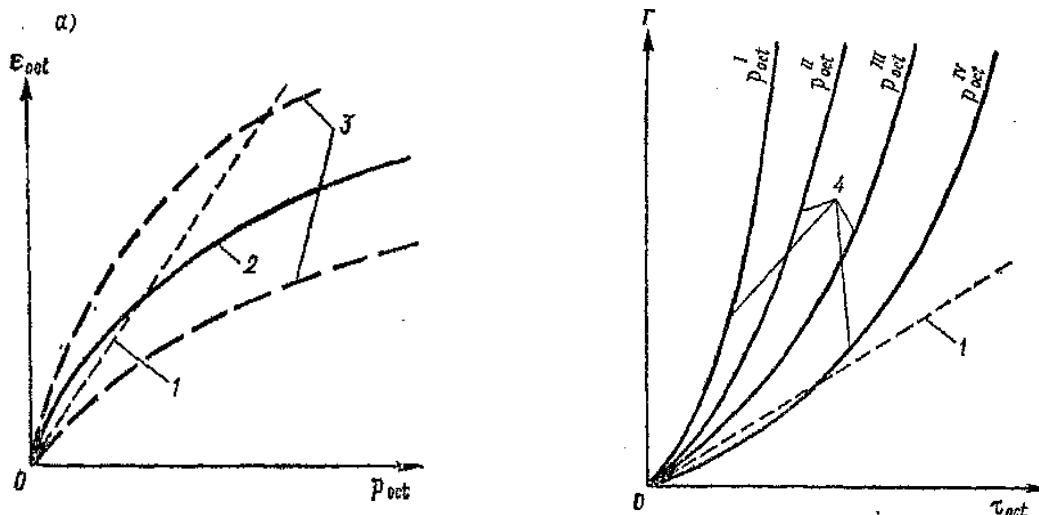


Рис. 5.15. Графики зависимости деформаций:
а – объема и б – формы от октаэдрических напряжений

Анализируя эти графики, следует отметить, что линейную зависимость между напряжениями и деформациями можно использовать при сравнительно небольших октаэдрических нормальных и касательных напряжениях. При больших значениях этих напряжений надо учитывать нелинейную зависимость между напряжениями и деформациями грунтов. Это необходимо при возведении, например, тяжелых сооружений (плотин, атомных реакторов и др.), передающих на грунт давление, существенно большее его расчетного сопротивления, при котором еще обеспечивается линейная зависимость между напряжениями и деформациями.

Решения нелинейной механики грунтов позволяют рациональнее проектировать основания сооружений, сложенные сравнительно малосжимаемыми грунтами. В таком случае требуются определение с высокой точностью сравнительно большого числа параметров деформируемости грунта и ведение расчетов с помощью ЭВМ методом итерации.

5.6. Виды неравномерных осадок сооружений

Причины развития неравномерных осадок в сооружении.

Равномерная осадка сооружений обычно никаких трудностей не вызывает.

(Известны отечественные сооружения, получившие осадку 50...60 см и более и прекрасно существующие). В Китае в г. Шанхае эксплуатируется здание с равномерной осадкой в 120 см.

В общем случае суммарная осадка сооружения складывается из 5 составляющих, каждая из которых вызывается различными причинами:

$$S = S_{упл.} + S_{выпир.} + S_{разупл.} + S_{расст.} + S_{эксп.}$$

$S_{упл.}$ – осадка, развивающаяся вследствие уплотнения грунтов;

$S_{выпир.}$ – осадка выпирания, возникающая за счет развития пластических деформаций грунтов в основании (выпирание грунта из-под подошвы фундамента);

$S_{разупл.}$ – осадка за счет разуплотнения грунта, приводящая к поднятию дна котлована при разгрузке грунтов основания во время выполнения земляных работ (снятие бытового давления);

$S_{расст.}$ – осадка за счет нарушения структуры (расструктурирования) грунтов основания во время строительства (зависит от производства работ);

$S_{экспл.}$ – осадка, возникающая при эксплуатации здания.

Неравномерность осадки фундамента вызывает дополнительные напряжения в надземных конструкциях здания и, как следствие, их деформации.

Причины развития неравномерных осадок уплотнения

1. Сложное (неоднородное) напластование грунтов

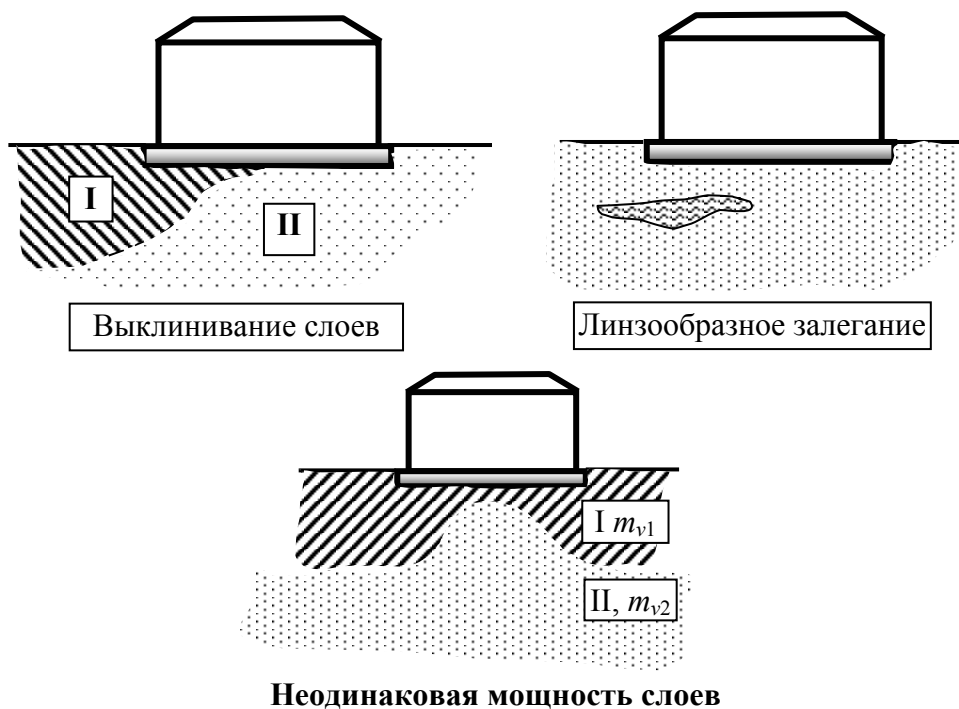


Рис. 5.16. Неравномерные осадки уплотнения
При неоднородном напластовании грунта

2. Неоднородный грунт

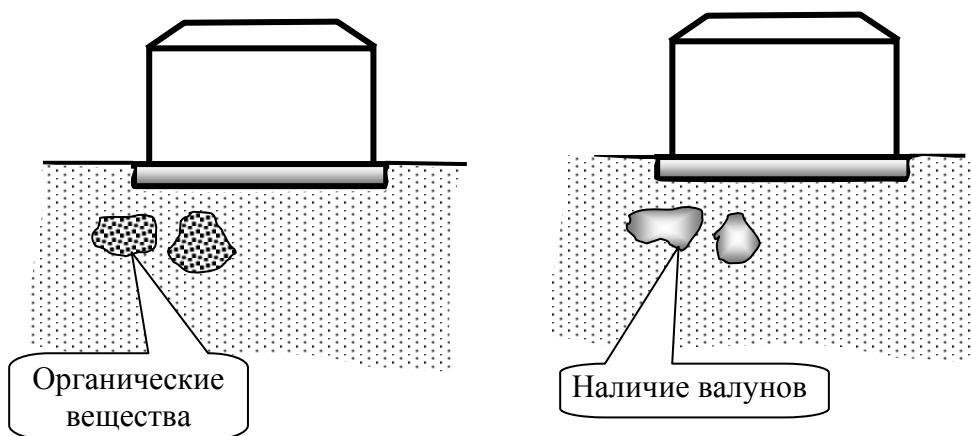


Рис. 5.17. Неравномерные осадки уплотнения
При наличии неоднородного грунта

3. Неодинаковое нагружение фундаментов

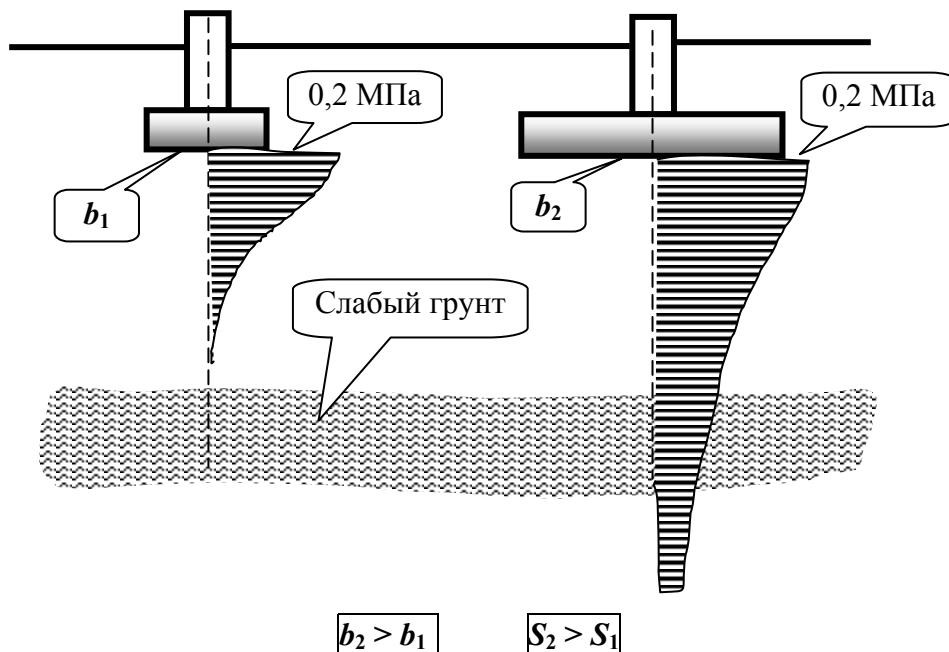


Рис. 5.18. Неравномерные осадки уплотнения при неодинаковом нагружении фундаментов

4. Влияние нагружения соседних фундаментов

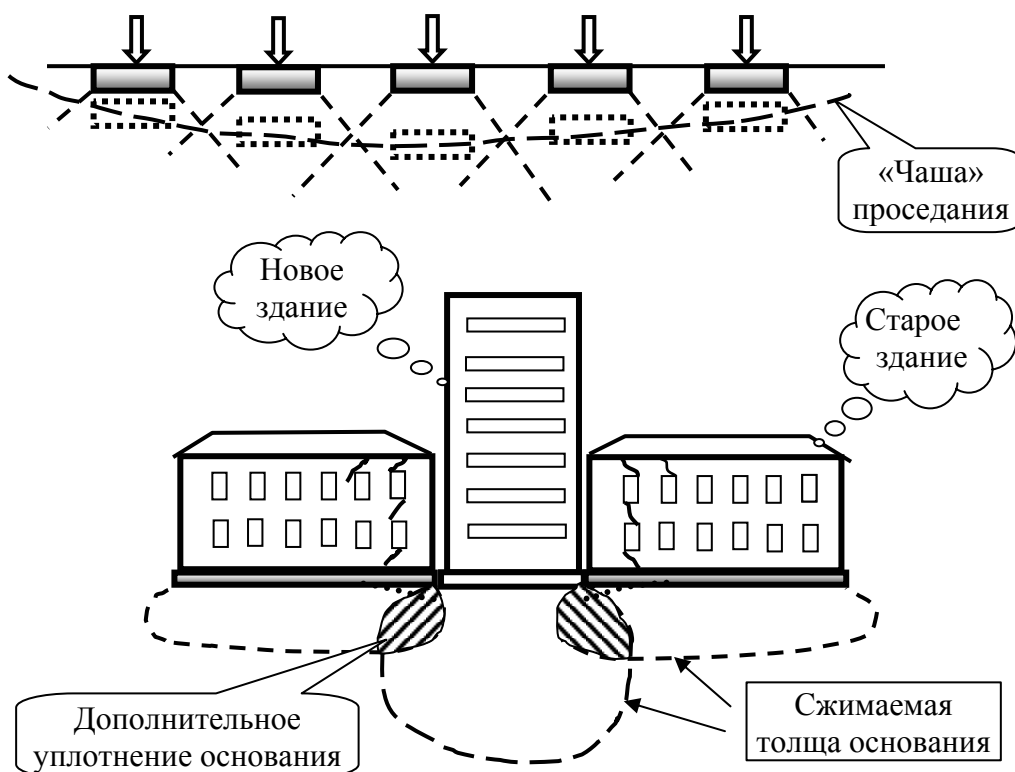


Рис. 5.19. Неравномерные осадки уплотнения при влиянии нагружения соседних фундаментов

5. Неодновременность загрузки фундаментов

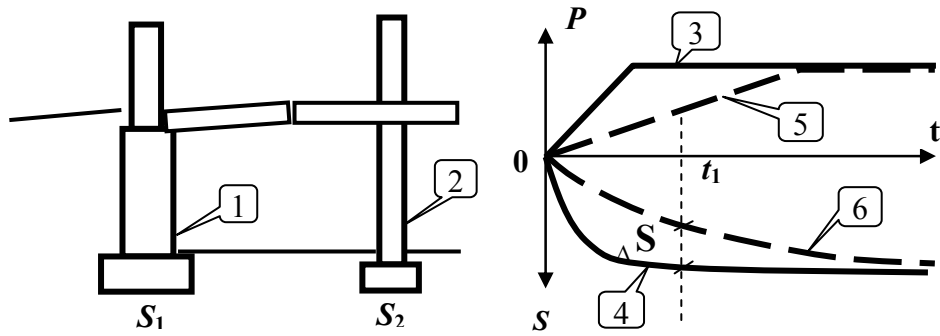


Рис. 5.20. Неравномерные осадки уплотнения при одновременном загрузении фундаментов: 1 – первый фундамент; 2 – второй фундамент; 3 – нагрузка на первый фундамент; 4 – осадка первого фундамента; 5 – нагрузка на второй фундамент; 6 – осадка второго фундамента

6. Неполная загрузка фундаментов

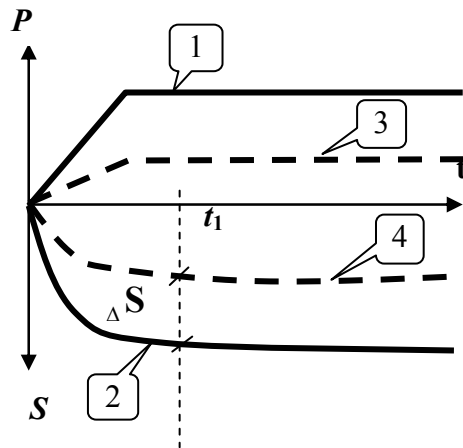


Рис. 5.21. Неравномерные осадки уплотнения при неполной загрузке фундаментов: 1 – полная загрузка фундамента; 2 – осадка при полной загрузке; 3 – неполная загрузка фундамента; 4 – осадка при неполной загрузке фундамента

7. Неравномерность консолидации грунтов

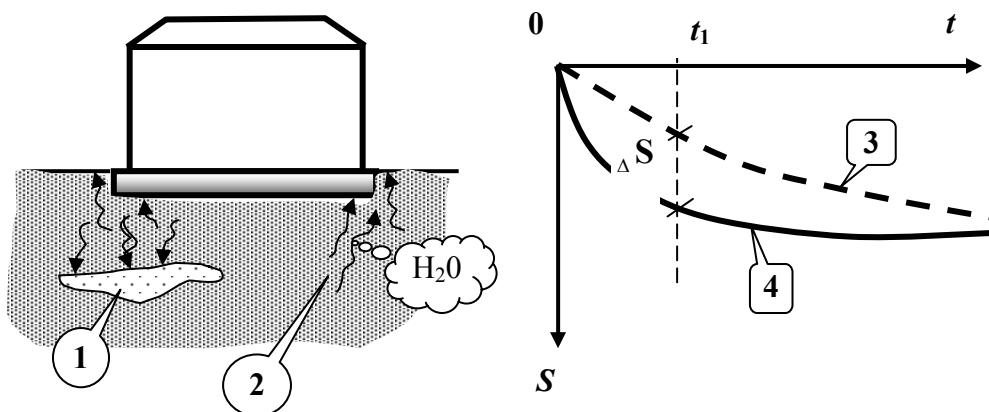


Рис. 5.22. Неравномерные осадки уплотнения при неравномерной консолидации грунтов: 1 – песчаная прослойка; 2 – медленно деформирующееся основание; 3 – осадка медленно деформирующегося основания; 4 – осадка при наличии песчаной прослойки

Неодинаковый характер нагрузки

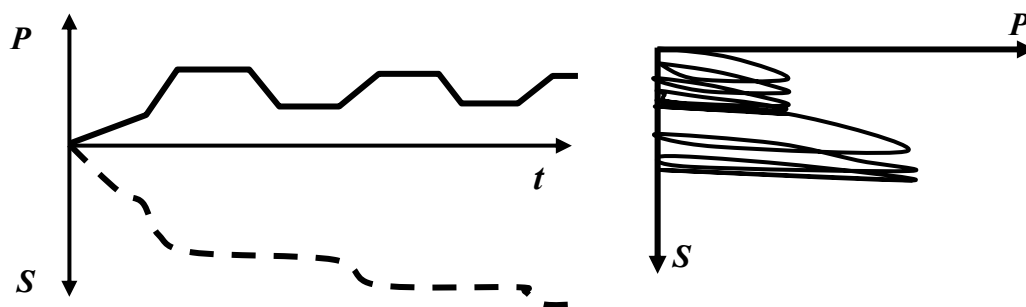


Рис. 5.23. Неравномерные осадки уплотнения при неодинаковом характере нагрузки

8. Неодинаковый несущий слой грунта в основании

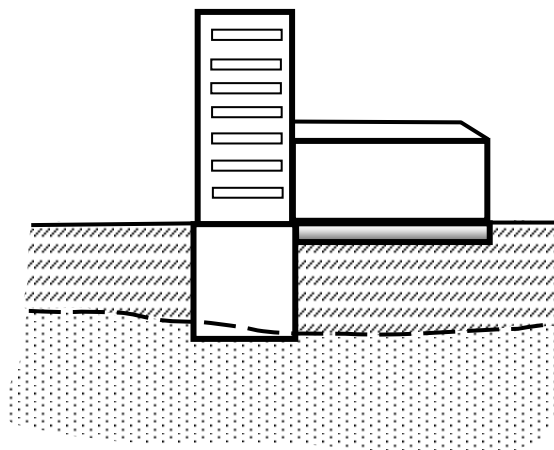


Рис. 5.24. Неравномерные осадки уплотнения при опирании фундаментов сооружения на разные грунты

Причины развития неравномерных осадок выпирания

Данные осадки возникают за счет появления зон пластических деформаций оснований и выдавливания грунта в стороны (рис. 5.25).

При давлении $P = R$ глубина зон пластических деформаций достигает $1/4b$. Чем слабее грунт, тем более глубина развития данных зон пластики. Дополнительная осадка для квадратного фундамента за счет развития зон пластических деформаций достигает до 20% от общей величины.

Данные осадки в основном неравномерны по тем же причинам, что и осадки уплотнения.

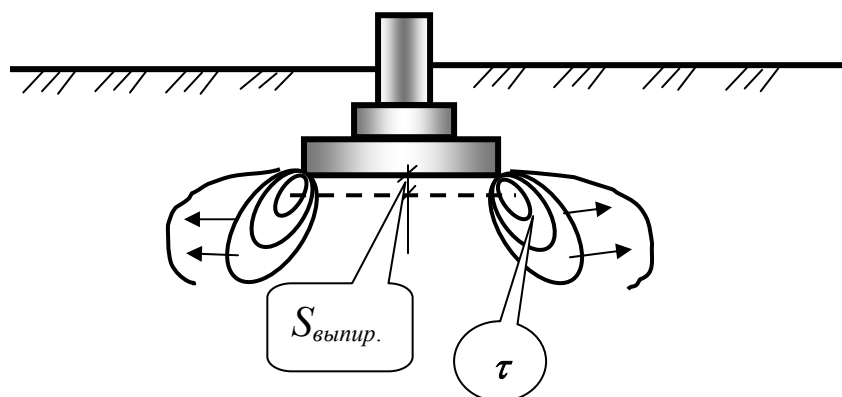


Рис. 5.25. Неравномерные осадки выравнивания при возникновении пластических деформаций

Причины развития неравномерных осадок разуплотнения

$S_{\text{разупл.}}$ – развивается под действием нагрузки, не превышающей величину природной, т. е. нагрузки, равной весу вынутого грунта при откопке котлована. Эти деформации приводят к поднятию дна котлована (рис. 5.26).

Пример: Вьетнам. Работы производились вручную, грунт носили корзинками и высыпали на бровку.

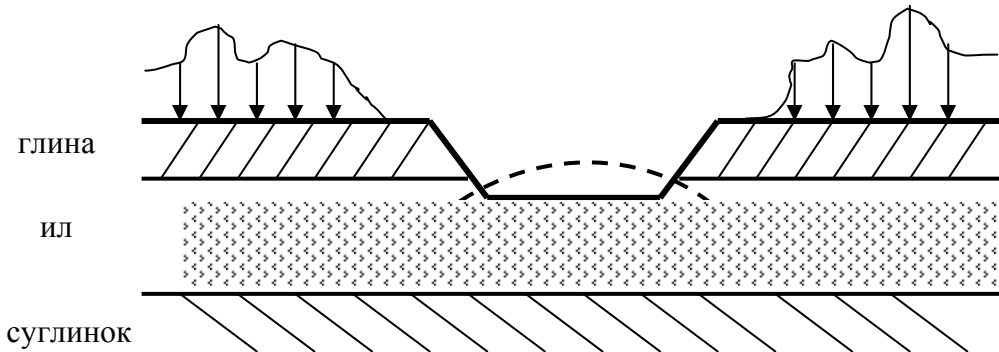


Рис. 5.26. Выпучивание дна котлована

Днем выкопают, а утром котлован на той же самой отметке, или даже еще выше. Происходило выдавливание грунта за счет дополнительной пригрузки краев.

В большинстве случаев при возведении зданий и промышленных сооружений на фундаментах, имеющих заглубление не более 5 метров, осадки разуплотнения незначительны.

В Москве при строительстве высотных зданий эти осадки составляли 4 – 6 см. Как учитывать эти деформации? И надо ли их учитывать?

Эти осадки нас интересуют, только если пригрузка от фундамента меньше, чем природное давление грунта на этой глубине.

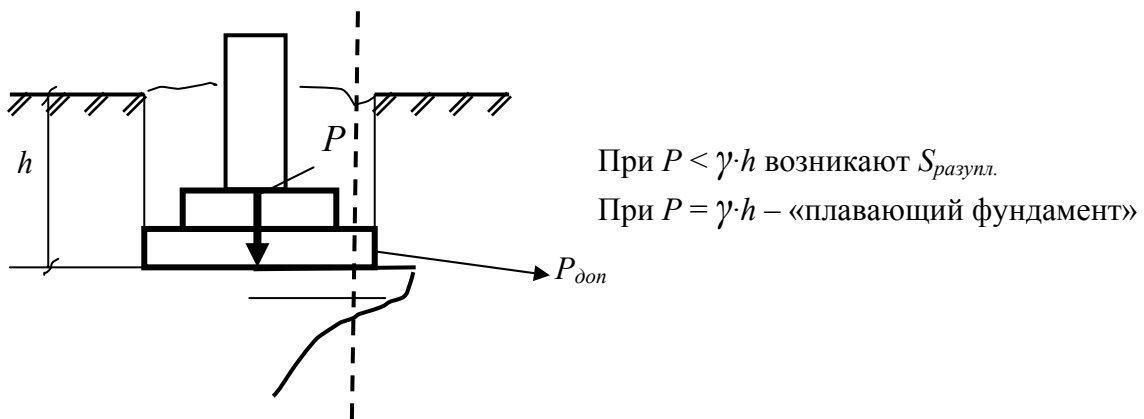


Рис. 5.27. Схема, поясняющая возникновение неравномерных осадок разуплотнения

Если же возникает $P_{\text{дон}}$, что чаще бывает, то осадки разуплотнения не учитываем, т. к. $P_{\text{дон}} = P - \gamma \cdot h$.

Другое дело для зданий глубокого заложения (зданий с подземными этажами, заглубленных емкостей и т. д.), где вес от нагрузки меньше веса вынутого грунта.

Причины развития неравномерных осадок расструктурирования

Наибольшее влияние на развитие общих осадок могут оказать осадки расструктурирования, $S_{расстр.}$, вызванные нарушением структуры грунтов основания при отрывке котлованов и устройстве фундаментов.

К причинам развития неравномерных осадок расструктурирования грунтов основания относятся:

1. Метеорологические факторы:

- действие мороза (замерзание и оттаивание, пучение).

Замерзая, а затем оттаивая, грунт превращается в разжиженную массу (резко снижает свои прочностные характеристики). В результате выпор грунта – неравномерные деформации.

Оттаивание промороженного основания, как правило, происходит тоже неравномерно (сначала с южной стороны, затем с северной) – это также способствует неравномерным осадкам;

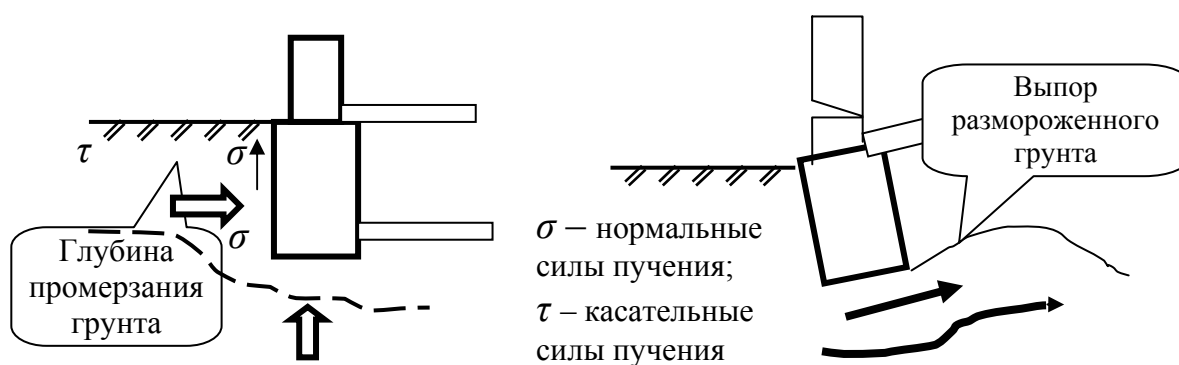


Рис. 5.28. Неравномерные осадки расструктурирования при замерзании и оттаивании грунта

- увлажнение грунта (осадки).

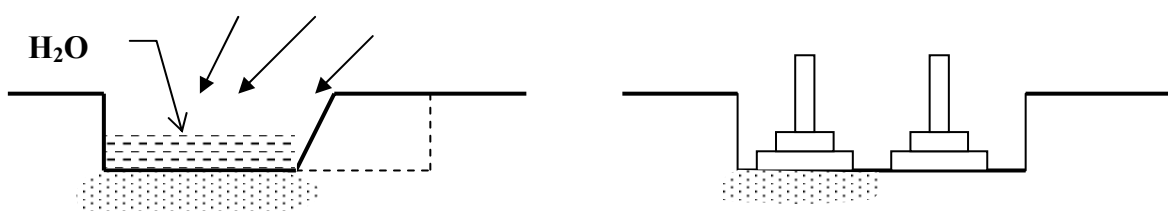


Рис. 5.29. Неравномерные осадки расструктурирования при замачивании (увлажнении) грунта

Поэтому при отрывке котлована необходимо всегда иметь наготове насос и приступать к осушению немедленно. Кроме этого, оставлять недобор грунта на дне котлована;

- высыхание грунта (действие солнечной радиации).
Характерно для районов Средней Азии, Индии, Африки.

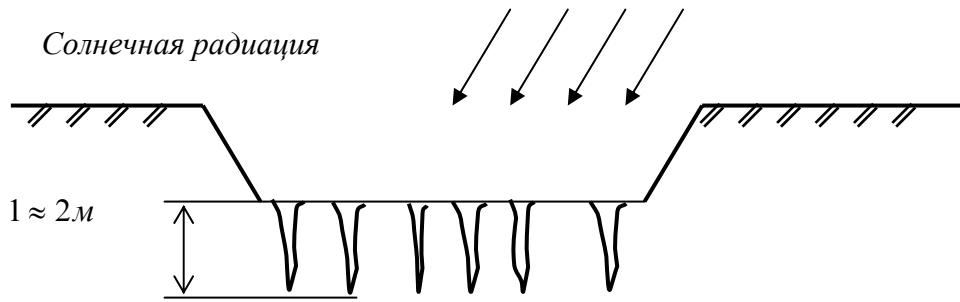


Рис. 5.30. Нарушение структуры грунта при действии солнечной радиации

2. Грунтовые воды:

- гидростатическое действие воды.



Рис. 5.31. Поднятие дна котлована при гидростатическом действии воды

Если $H \cdot \gamma_w > h \cdot \gamma_{гр.}$ – поднятие основания – возможен прорыв воды в котлован. Аналогичное влияние могут оказать и обычные воды при наличии ленточной глины $K_{\phi}^{гор} > K_{\phi}^{вер}$ в 50...100 раз.

Избавиться от этого можно искусственным понижением У.Г.В. (уровня грунтовых вод);

- гидродинамическое действие воды.

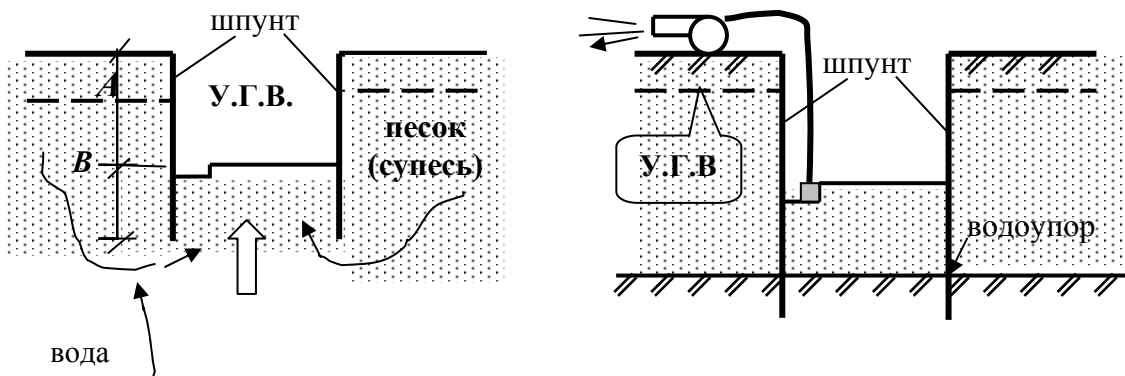
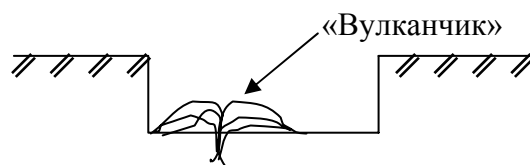


Рис. 5.32. Неравномерные осадки расструктурирования при гидростатическом действии воды

Гидродинамическое давление действует вверх и, преодолевая силы тяжести песка, производит его разжижение. Необходимо $B > A$ – для уменьшения градиента давления или осушения из зумфа. При наличии водоупора шпунт необходимо забивать в водоупор;

- суффозия химическая и механическая (вымывание грунта в котлован вместе с водой).

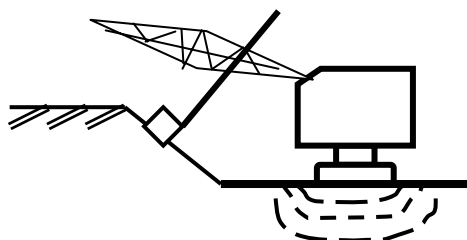
Химическая суффозия связана с наличием растворимых солей и встречается очень редко. «Вулканчик» – механическая суффозия – вымывание грунта, таким образом нарушается структура основания. Были случаи, когда диаметр «вулканчика» был до 20 м и имел высоту 70 см.



3. Динамические воздействия:

- перемещение тяжелых механизмов по дну котлована (опасно при структурно-слабых грунтах).

Происходит нарушение структуры грунта при динамических воздействиях;



5.33. Расструктурирование грунта при воздействии перемещающихся механизмов

- удары тяжелых механизмов по дну котлована.

При ударе ковша драглайна об ленточные глины они разрушаются на 20...30 см;

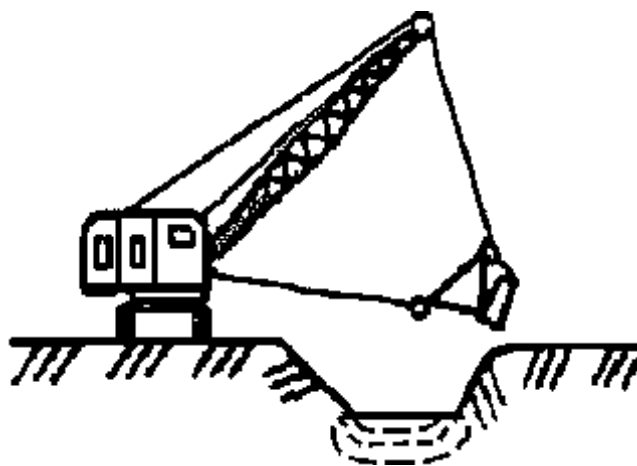


Рис. 5.34. Расструктурирование грунта при ударе по дну котлована тяжелых механизмов

- разрыхление мерзлого грунта (клин- и шар-бабой – динамическим воздействием);

Пример:

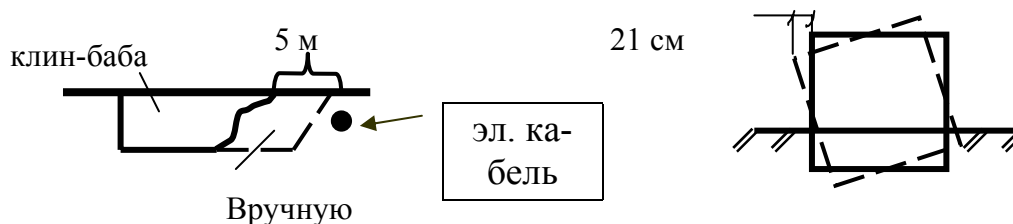


Рис. 5.35. Расструктурирование грунта при динамических воздействиях

При разработке котлована зимой использовали клин-бабу, а в 5 м от электрического кабеля разработку вели вручную с применением отбойного молотка (требования техники безопасности).

Уже при строительстве здание получило крен (при надстройке только трех этажей горизонтальные отклонения составили 21 см. Здание пришлось разобрать);

- динамические воздействия при забивке свай.

Пример:

Кировский театр оперы и балета в Ленинграде, 1960 год (Мариинский театр)

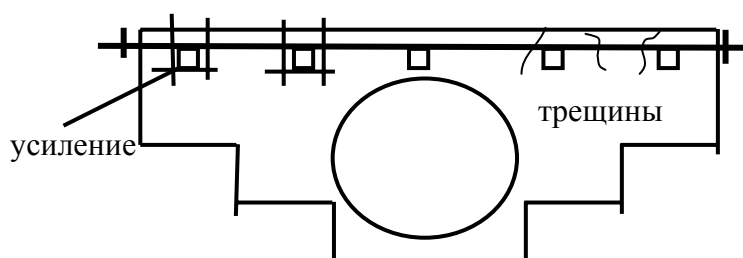


Рис. 5.36. Схема, поясняющая возникновение неравномерных осадок расструктурирования при забивке свай

При строительстве пристроев забивали 24-метровые сваи. Образовались трещины размером 2...3 см – результат динамического воздействия при забивке свай. Перешли на правую половину – стали опускать железобетонные оболочки вдавливанием. Вынимали грунт из оболочки и заполнили ее бетоном, но трещины продолжали развиваться. При вдавливании оболочек происходило выдавливание грунта, т. е. его перемятие – своего рода динамическое воздействие. Пришлось срочно делать усиление здания металлическими тяжами.

4. Грубые ошибки строителей:

- перебор грунта – котлован устраивается ниже требуемой отметки, затем засыпается обратно до требуемого уровня.

Если даже $\gamma_{yml} = \gamma_0$, все равно грунт потеряет структурную первоначальную прочность.

- обводнение котлована производственными водами (возможно при аварии водопровода и т. п.).

Причины развития неравномерных осадок в период эксплуатации

1. Уплотнение грунтов после начала эксплуатации $S_{\text{эспл.}}$ сооружения:
 - деформации ползучести грунта и процесс фильтрационной консолидации;
 - постепенное увеличение полезной нагрузки до проектной;
 - увеличение нагрузки сверх проектной.
2. Изменением положения уровня грунтовых вод.
3. Ослабление грунтов основания подземными и котлованными выработками.
4. Динамические воздействия и активность геологических процессов.

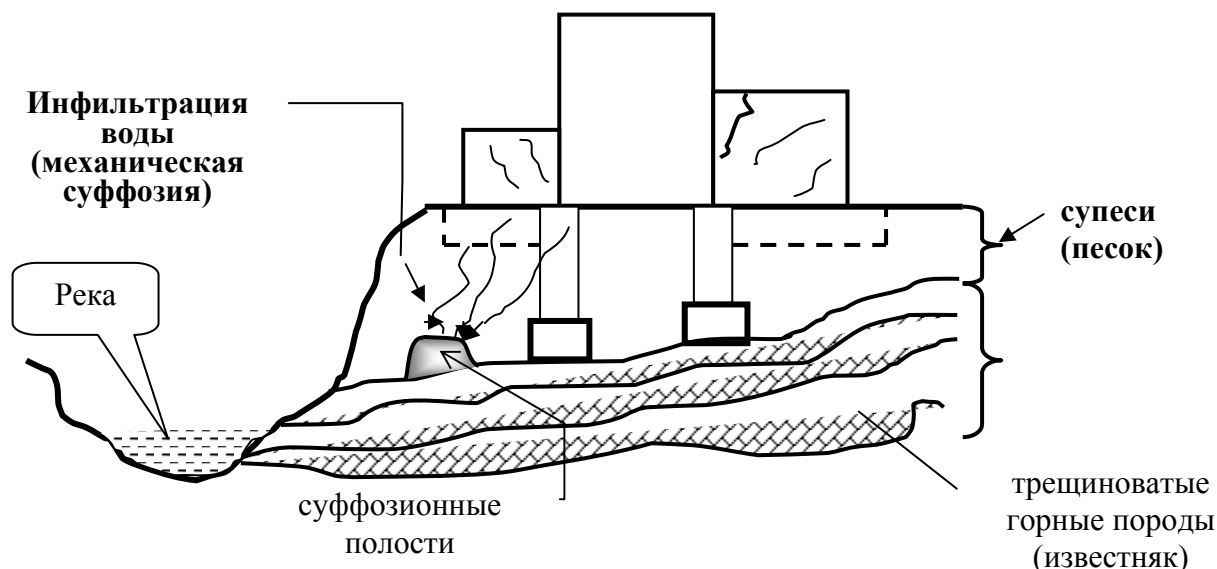


Рис. 5.37. Неравномерные осадки, возникающие при активности геологических процессов в период эксплуатации сооружения

5.7. Особенности деформирования различных типов грунтов

Особенности деформирования грунтов по-разному проявляются у различных видов грунтов и существенно зависят от состояния грунта и интенсивности действующих нагрузок.

Монолитные скальные грунты при нагрузках, возникающих в результате строительства промышленных и гражданских сооружений, обычно могут рассматриваться как практически недеформируемые тела. Однако *трещиноватая скала* и *разборный скальный грунт* обладают некоторой деформируемостью. Разрушенные структурные связи в скальных грунтах со временем не восстанавливаются.

Объемные деформации *крупнообломочных* и *однородных* по гранулометрическому составу *песчаных* грунтов в значительной степени обуславливаются упругим сжатием частиц, а по мере увеличения нагрузки – пластическим разрушением контактов между ними. В *неоднородных песках* будут развиваться значительные деформации уплотнения. В *водонасыщенных песчаных* грунтах это сопровождается отжатием воды из пор. Поскольку размеры пор в песчаных грунтах относительно велики, процесс консолидации в них протекает значительно быстрее, чем в глинистых грунтах. Сдвиговые деформации в *крупнообломочных* и *песчаных грунтах* происходят за счет взаимного перемещения частиц с учетом разрушения контактов.

Наиболее сложно развивается процесс деформирования в *глинистых грунтах*. Объемные деформации в них связаны с более плотной переупаковкой частиц, окруженных пленками связанной воды, с уменьшением объема пор, с отжатием поровой воды и упругим сжатием

защемленных пузырьков воздуха. Сдвиговые деформации в *глинистых грунтах* главным образом связаны с перемещением и переупаковкой частиц, окруженных гидратной оболочкой.

Интенсивность проявления деформаций в глинистых грунтах в большой мере зависит от характера структурных связей и величины действующих нагрузок. При нагрузках, не превышающих структурной прочности, глинистые грунты могут проявлять упругие свойства. Дальнейшее увеличение нагрузки вызывает постепенное разрушение структурных связей и интенсивное уплотнение грунта. Разрушенные водно-коллоидные связи со временем восстанавливаются, и после уплотнения глинистого грунта наблюдается его *упрочнение*.

Размеры пор в глинистых грунтах крайне малы, поэтому процесс консолидации в них протекает очень медленно. Деформации могут не стабилизироваться в течение многих месяцев, лет, даже десятилетий. Также медленно могут развиваться и процессы ползучести, связанные с взаимным смещением частиц, окруженных водными пленками, поворотом, изгибом и разрушением отдельных частиц.

6. Устойчивость откосов и склонов, давление грунта на подпорные стены

6.1. Общие положения

Откосом называется искусственно созданная поверхность, ограничивающая природный грунтовый массив, выемку или насыпь. Откосы образуются при возведении различного рода насыпей (дорожное полотно, дамбы, земляные плотины и т. д.), выемок (котлованы, траншеи, каналы, карьеры и т. п.) или при перепрофилировании территорий.

Склоном называется откос, образованный природным путем и ограничивающий массив грунта естественного сложения.

Откос отличают от склона большим углом наклона свободной поверхности к горизонтали. По различным литературным источникам откосом называют склон с углом наклона свободной поверхности к горизонтали более 30° . Нормативная классификация грунтовых массивов, подразделяющая их на склоны и откосы, отсутствует. В связи с этим приведенные выше определения откоса являются условными.

Массив грунта при определенных условиях может потерять устойчивость и в результате этого перейти из состояния статического равновесия в состояние движения. Такое состояние грунтового массива называется **оползнем**. Принятая классификация оползней основана на схемах потери устойчивости грунтового массива. Различают следующие виды оползней: **оползни вращения; оползни скольжения; оползни разжижения** (рис. 6.1).

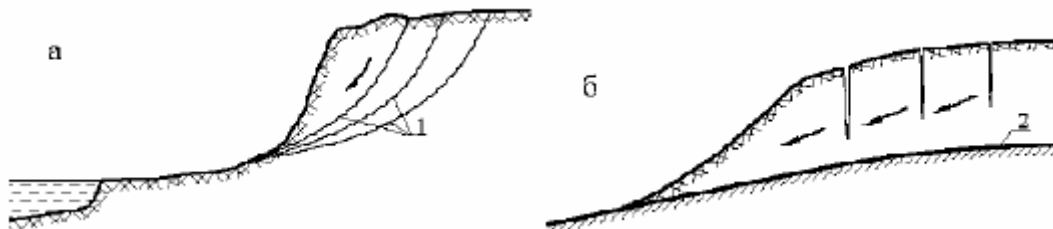


Рис. 6.1. Виды оползней:

а – оползень вращения, б – оползень скольжения (пристенный оползень); 1 – поверхности скольжения в теле оползня, 2 – стационарная плоскость скольжения на границе оползня с подстилающим устойчивым массивом

Для *оползней вращения* характерна форма потери устойчивости грунтового массива в виде движения по криволинейной поверхности с вращением. *Оползни скольжения* называют также пристенными оползнями, так как их движение при нарушении равновесия происходит по заранее известным плоскостям, являющимся плоскостями контакта грунтового массива с устойчивыми горными породами. *Оползнями разжижения* называют грязевые потоки разжиженного водой грунта по выработанным руслам рек и тельвегам, например, селевые потоки. Механика грунтов изучает первые два типа оползней. Нарушение равновесия массива грунта может происходить внезапно со сползанием значительных масс грунта.

Основными причинами потери устойчивости откосов и склонов являются:

- устройство недопустимо крутого откоса или подрезка склона, находящегося в состоянии, близком к предельному;
- увеличение внешней нагрузки (возведение сооружений, складирование материалов на откосе или вблизи его бровки);
- изменение внутренних сил (увеличение удельного веса грунта при возрастании его влажности или, напротив, влияние взвешивающего давления воды на грунты);
- неправильное назначение расчетных характеристик прочности грунта или снижение его сопротивления сдвигу за счет, например, повышения влажности;
- проявление гидродинамического давления, сейсмических сил, различного рода динамических воздействий (движение транспорта, забивка свай и т. п.).

Устойчивость откоса из идеально сыпучего грунта. Откос из идеально сыпучего грунта имеет свободную поверхность, наклоненную к горизонтальной плоскости под углом α (рис. 6.2).

Элементарная частица грунта на свободной поверхности испытывает силу тяжести G , которую можно разложить на нормальную N и касательную T к наклонной поверхности компоненты:

$$N = G \cdot \cos \alpha; \quad T = G \cdot \sin \alpha. \quad (6.1)$$

Элементарная частица грунта удерживается на наклонной поверхности силой трения, равной произведению нормальной компоненты силы тяжести на коэффициент трения. Обозначим коэффициент трения как тангенс угла внутреннего трения φ . Тогда из уравнения равновесия проекций всех сил на наклонную плоскость получим:

$$T_{y0} = T_{c0}; \quad T_{y0} = N \cdot \operatorname{tg} \varphi = G \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi; \quad T_{c0} = T = G \cdot \sin \alpha; \quad (6.2)$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha}; \quad \operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \varphi; \quad \alpha = \varphi. \quad (6.3)$$

Полученный результат можно обобщить в виде следующего определения: **угол наклона к горизонтальной плоскости свободной поверхности откоса, сложенного идеально сыпучим грунтом, равен углу внутреннего трения этого грунта.** Этот результат можно использовать в качестве теоретической основы экспериментального метода по определению угла внутреннего трения сыпучего грунта.

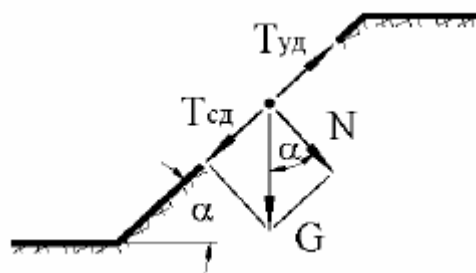


Рис. 6.2. Предельное равновесие откоса, сложенного идеально сыпучим грунтом

6.2. Инженерные методы расчета устойчивости откосов и склонов

В проектной практике применяются инженерные методы расчета устойчивости, содержащие различного рода упрощающие предположения. Наиболее распространенный из них – метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения, относящийся к схеме плоской задачи.

Этот метод был впервые применен К. Петерсоном в 1916 г. для расчета устойчивости откосов и долгое время назывался методом шведского геотехнического общества.

Рассмотрим широко используемую модификацию этого метода. Предположим, что потеря устойчивости откоса или склона, представленного на рис. 6.3, а, может произойти в результате вращения отсека грунтового массива относительно некоторого центра O .

Поверхность скольжения в этом случае будет представлена дугой окружности с радиусом r и центром в точке O . Смещающийся массив рассматривается как недеформируемый отсек, все точки которого участвуют в общем движении. Коэффициент устойчивости принимается в виде

$$k_{st} = \frac{M_{sr}}{M_{sa}}, \quad (6.3)$$

где M_{sr} и M_{sa} – моменты относительно центра вращения O всех сил, соответственно удерживающих и смещающих отсек.

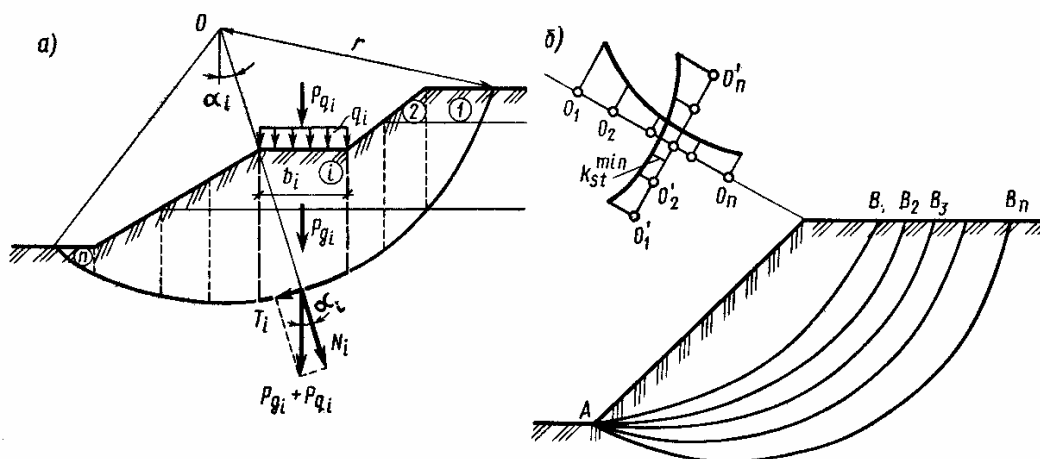


Рис. 6.3. Схема к расчету устойчивости откосов методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения: а – расчетная схема; б – определение положения наиболее опасной поверхности скольжения; 1, 2, ... – номера элементов

Для определения входящих в формулу (6.4) моментов отсек грунтового массива разбивается вертикальными линиями на отдельные элементы. Характер разбивки назначается с учетом неоднородности грунта отсека и профиля склона так, чтобы в пределах отрезка дуги скольжения основания каждого i -го элемента прочностные характеристики грунта φ и c были постоянными. Вычисляются силы, действующие на каждый элемент: вес грунта в объеме элемента P_{gi} и равнодействующая нагрузки на его поверхность P_{qi} . При необходимости могут быть также учтены и другие воздействия (фильтрационные, сейсмические силы и т. д.). Равнодействующие сил $P_{gi} + P_{qi}$ считаются приложенными к основанию элемента и раскладываются на нормальную N_i и касательную T_i составляющие к дуге скольжения в точке их приложения. Тогда

$$N_i = (P_{gi} + P_{qi}) \cos \alpha_i; \quad T_i = (P_{gi} + P_{qi}) \sin \alpha_i. \quad (6.5)$$

Соответственно момент сил, вращающих отсек вокруг O , определился как

$$M_{sa} = r \sum_{i=1}^n T_i = r \sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \sin \alpha_i, \quad (6.6)$$

где n – число элементов в отсеке.

Принимается, что удерживающие силы в пределах основания каждого элемента T_i' обуславливаются сопротивлением сдвигу за счет внутреннего трения и сцепления грунта. Тогда с учетом выражения для закона Кулона $\tau_{np} = \sigma_a \operatorname{tg} \varphi + c$ можно записать

$$T_i' = N_i \operatorname{tg} \varphi + c l_i = (P_{gi} + P_{qi}) \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi + c l_i, \quad (6.7)$$

где l_i – длина дуги основания i -го элемента, определяемая как $l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$. Здесь b_i – ширина элемента).

Отсюда момент сил, удерживающих отсек, будет иметь вид

$$M_{sr} = r \left[\sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi + \sum_{i=1}^n c l_i \right]. \quad (6.8)$$

Учитывая формулу (6.4), окончательно получим

$$k_{st} = \frac{\sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi + \sum_{i=1}^n c l_i}{\sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \sin \alpha_i}. \quad (6.9)$$

При $k_{st} \geq k_{st}^n$ устойчивость отсека массива грунта относительно выбранного центра вращения O считается обеспеченной. Основная сложность при практических расчетах заключается в том, что положение центра вращения O и выбор радиуса r , соответствующие наиболее опасному случаю, неизвестны. Поэтому обычно проводится серия таких расчетов при различных положениях центров вращения и значениях r . *Чаще всего наиболее опасная поверхность скольжения проходит через нижнюю точку откоса или склона.* Однако если в основании залегают слабые грунты с относительно низкими значениями прочностных характеристик φ и c , то это условие может не выполняться.

Один из приемов нахождения наиболее опасного положения поверхности скольжения заключается в следующем. Задаваясь координатами центров вращения O_1, O_2, \dots, O_n на некоторой прямой, определяют коэффициенты устойчивости $k_{st,i}$ для соответствующих поверхностей скольжения и строят эпюру значений этих коэффициентов (рис. 6.3, б). Через точку O_{min} , соответствующую минимальному коэффициенту устойчивости, проводят по нормали второй отрезок прямой и, располагая на нем новые центры вращения O'_1, O'_2, \dots, O'_n , вновь оценивают минимальное значение коэффициента устойчивости. Тогда k_{st}^{min} и определит положение наиболее опасной поверхности скольжения. При $k_{st}^{min} \geq k_{st}^n$ устойчивость откоса или склона будет обеспечена.

6.3. Мероприятия по повышению устойчивости сооружений, откосов и склонов

Первое основное направление – это уменьшение суммарных активных воздействий на сооружение, способных вызвать нарушение их устойчивости.

Примерами таких мероприятий в рассмотренных на рис. 6.4 вариантах повышения устойчивости подпорной стенки являются: устройство разгрузочных плит (рис. 6.4, д) и засыпка за стенкой крупнозернистого материала (с большим φ) (рис. 6.4, б), существенно уменьшающих активное давление грунта на стенку. В случае откосов (рис. 6.5, а) к этому разряду мероприятий относятся уположение откосов, снижение кривой депрессии и ее заглубление в тело откоса путем устройства дренажей (рис. 6.5, б), всякого рода пригрузки низовой части откоса (рис. 6.5, в), создающие обратный момент активных сил.

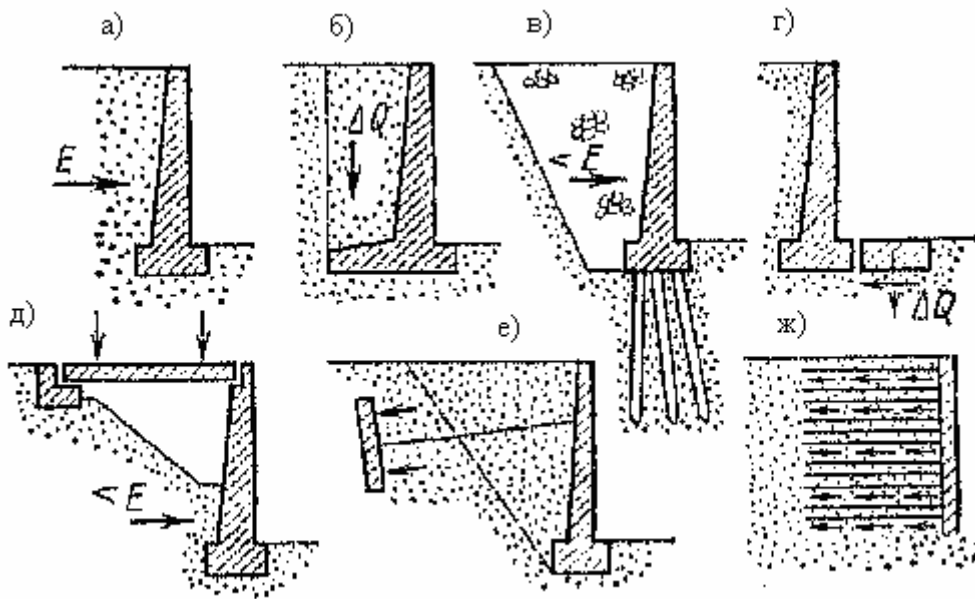


Рис. 6.4. Основные схемы повышения устойчивости подпорной стенки: а – типовая конструкция подпорной стены; б – засыпка крупнозернистым материалом; в – применение свайных конструкций; г – устройство упоров; д – устройство разгрузочных плит; е – устройство анкерных плит; ж – применение армированного грунта

Второй, не менее эффективный, очень многообразный путь повышения устойчивости – это увеличение реактивных сил сопротивления сдвигу.

Очевидный путь повышения устойчивости – увеличение прочности грунтов, т. е. их прочностных характеристик (φ и c) путем их уплотнения или закрепления, а в некоторых случаях даже путем замены слабых грунтов на более прочные. К этому же разряду мероприятий можно отнести заглубление сооружений и перенос возможной поверхности скольжения в более глубокие и обычно более прочные слои грунта, например, применением фундаментов свайной конструкции (рис. 6.4, в) или устройством зубьев (рис. 6.5, д). Применение зубьев позволяет перенести поверхность скольжения из контактной, как правило, нарушенной производством работ зоны грунта в область уверенно ненарушенной структуры (рис. 6.5, д).

Безусловно, увеличивают устойчивость сооружений на сдвиг всякого рода анкеры, например, анкерные плиты (рис. 6.4, е), которые должны размещаться за пределами призмы активного давления грунта на сооружение. Одной из разновидностей анкерования является применение армированного грунта (рис. 6.4, ж) с использованием трения часто поставлен-

ных анкерных тяг в массиве грунта засыпки. Некоторое увеличение устойчивости обеспечивает устройство упоров (рис. 6.4, г) путем использования сил сопротивления сдвигу по их подошве.

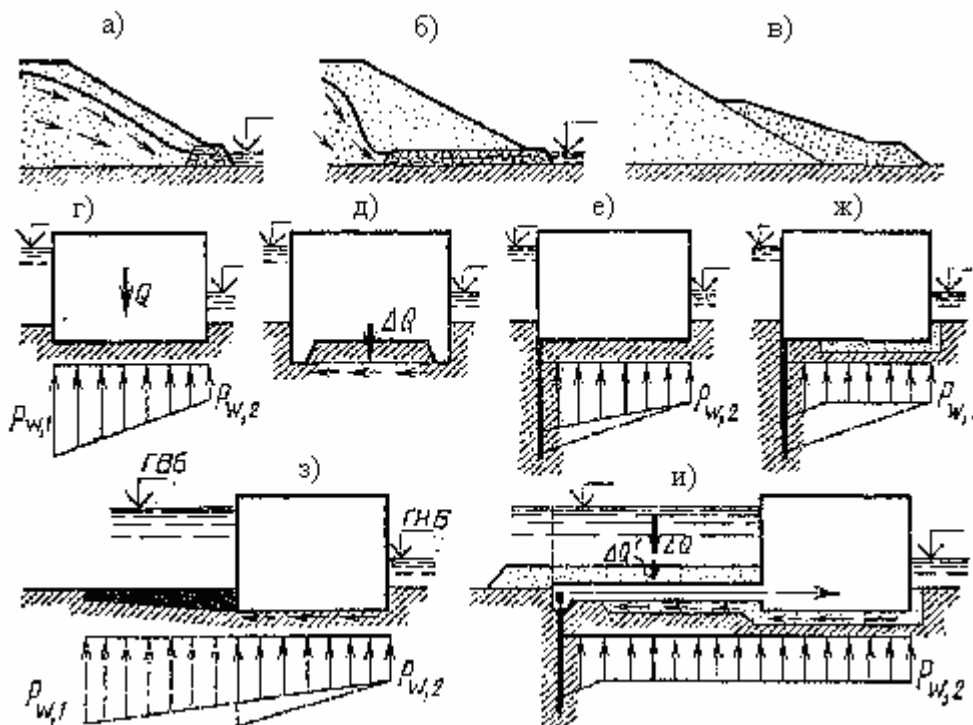


Рис. 6.5. Повышение устойчивости напорных сооружений:

- а – уположение откосов; б – устройство дренажей; в – пригрузка нижней части откоса;
- г – увеличение веса сооружения; д – устройство зубьев; е – устройство противофильтрационных завес;
- ж – устройство дренажа и противофильтрационных завес; з – устройство противофильтрационных понуров; и – увеличение веса сооружения пригрузкой водой

При необходимости увеличения устойчивости сооружения в плоскости подошвы фундамента одним из основных мероприятий является увеличение нормальных контактных напряжений c , а в случае связных грунтов – развитие площади подошвы фундамента F . Увеличение нормальных напряжений и, как следствие, сил трения по подошве сооружения можно обеспечить, увеличивая вес сооружения Q или уменьшая противодействие воды P_w (рис. 6.5, г). Увеличение веса сооружения Q наиболее экономично может производиться путем использования пригрузки его грунтом (рис. 6.4, б) или водой (рис. 6.5, и). Уменьшение противодействия по подошве напорных гидротехнических сооружений можно обеспечить либо увеличивая путь фильтрации устройством вертикальных противофильтрационных завес (рис. 6.5, е), в частности, забивая шпунты, или противофильтрационных понуров (рис. 6.5, з), либо устройством по подошве сооружения дренажа, связанного с нижним бьефом и обычно в комбинации с вертикальными или горизонтальными противофильтрационными элементами (рис. 6.5, ж).

Примером эффективного использования пригрузки сооружения водой и комбинации дренажей с противофильтрационными элементами является анкерный понур (рис. 6.5, и), конструкция которого впервые была применена на плотине и здании станции Свирской ГЭС (1936), а затем на ряде Волжских ГЭС. При этом, в отличие от обычного, только противофильтрационного понура (рис. 6.5, з), анкерный понур, представляющий собой сравнительно тонкую железобетонную плиту, воспринимает часть сдвигающей нагрузки, действующей на сооружение, и работает в основном на растяжение. При этом водонепроницаемая гидроизолированная плита анкерного понура прижимается к грунту разностью давлений сверху воды

(ΔQ) и грунта ($\Delta Q'$) верхнего бьефа и снизу – противодействия. В результате в случае предельного состояния по подошве понура могут развиваться силы трения и сцепления, обеспечивающие существенное увеличение общего коэффициента устойчивости сооружения на сдвиг по подошве понура и основного массива сооружения.

Однако увеличение собственного веса сооружения, повышая его устойчивость по подошве сооружения, может несколько понижать коэффициент устойчивости. Поэтому эффективность такого рода мероприятий в каждом случае должна определяться проверочными расчетами.

6.4. Давление грунтов на ограждающие конструкции

Общие положения.

Ограждающие конструкции предназначены для того, чтобы удерживать от обрушения находящийся за ними грунтовый массив. Характерным примером ограждающей конструкции является подпорная стенка – конструкция, широко применяющаяся в промышленном, гражданском, дорожном, гидротехническом и других областях строительства.

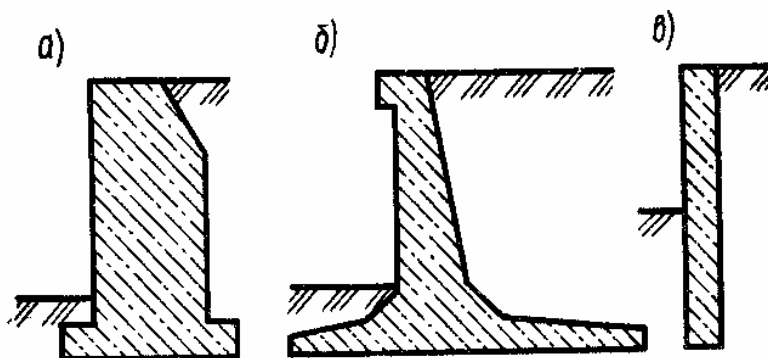


Рис. 6.6. Примеры конструкций подпорных стенок:
а – массивной; б – тонкостенной; в – тонкостенной, заделанной в основание

По конструктивному исполнению различаются *массивные (или гравитационные) и тонкостенные подпорные стенки* (рис. 6.6). Устойчивость массивных стенок на сдвиг и опрокидывание обеспечивается, прежде всего, их собственным весом. Устойчивость тонкостенных конструкций обеспечивается собственным весом стенки и грунта, вовлеченного в совместную работу, либо заземлением нижней части стенки в основание. К ограждающим конструкциям следует отнести также стены подвалов и заглубленных частей зданий, стены подземных сооружений и т. п.

По характеру работы ограждающие конструкции подразделяются на *жесткие и гибкие*. К жестким относится конструкция, которая под действием давления грунта изгибается очень незначительно или практически не изгибается, поэтому ее собственные деформации не изменяют характер давления на нее грунта. Жесткие подпорные стенки изготавливаются обычно из железобетона, монолитного бетона, каменной кладки, деревянных или железобетонных ряжей или ящиков, заполненных грунтом, и т. п. Гибкие подпорные стенки выполняются главным образом из деревянного, железобетонного или металлического шпунта и часто *называются шпунтовыми стенками*. При воздействии нагрузки они изгибаются, и характер эпюры давления грунта на стенку зависит от ее деформаций.

Эксперименты и натурные наблюдения показывают, что равнодействующая давления грунта на стенку E зависит от направления, величины и характера ее смещения. На рис. 6.7 приведены три расчетных случая, определяющие *фундаментальные понятия теории давления грунта на ограждение*. Там же приводится график, характеризующий изменение равнодействующей давления E в зависимости от смещения стенки.

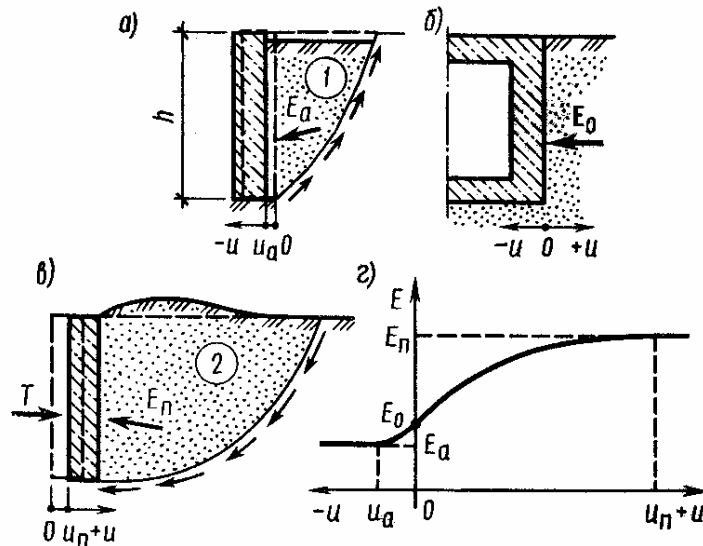


Рис. 6.7. Связь равнодействующей давления грунта E с величиной и направлением горизонтального смещения u стенки: 1 – призма обрушения; 2 – призма выпирания; а – действие активного давления; б – давление покоя; в – действие пассивного давления; г – график, характеризующий формирование призм обрушения и выпирания

Если подпорная стенка под действием давления грунта не смещается и не изгибается (например, плитный фундамент коробчатого сечения), то давление реализуется в условиях отсутствия горизонтального смещения при $u = 0$ (рис. 6.7, б); его часто называют *давлением покоя* E_0 . При этом допускается определять ординату горизонтального давления грунта на вертикальную грань стенки σ_x , используя понятие коэффициента бокового давления ξ . Тогда, учитывая вертикальное давление от собственного веса, грунт σ_z на глубине z от поверхности засыпки, будем иметь

$$\sigma_x = \xi \sigma_z = \xi \gamma z = \frac{\nu}{1-\nu} \gamma z, \quad (6.10)$$

где γ – удельный вес грунта; ν – коэффициент Пуассона грунта.

Соответственно эпюра давления на стенку при однородном грунте засыпки будет иметь вид треугольника, и при высоте стенки h равнодействующая эпюры давления покоя определится как

$$E_0 = \frac{\nu \gamma}{2(1-\nu)} h^2. \quad (6.11)$$

Под действием давления грунта возможно также смещение стенки в сторону от засыпки, принятое, как правило, со знаком минус (рис. 6.7, а). Когда это смещение достигает некоторой величины u_a , в грунте засыпки формируется область обрушения грунта, граница которой называется *поверхностью скольжения*, а сама область – *призмой обрушения*. Давление, передаваемое призмой обрушения на грань стенки, носит название *активного давления*, а его результирующую обозначают E_a .

Наконец, если под действием каких-либо сил подпорная стенка смещается в сторону грунта, в засыпке также образуются поверхности скольжения, и при некоторой величине перемещения $+u_n$ формируется *призма выпирания* грунта. При этом реакция грунта достигает максимального значения и соответствует *пассивному давлению (отпору)* грунта, результирующую которого обозначают E_n (рис. 6.7, в).

Эксперименты показывают (рис. 6.7, г), что полное формирование призмы обрушения и развитие активного давления происходят при очень небольших перемещениях стенки, составляющих тысячные доли ее высоты. Напротив, образование призмы выпирания и развитие пассивного давления происходят при больших значениях перемещений стенки.

Как правило (см. рис. 6.6), на подпорную стенку практически всегда будут действовать активное давление со стороны засыпки (справа от стенки), стремящееся сдвинуть или опрокинуть стенку, и пассивное давление (слева от стенки), препятствующее потере ее устойчивости. Поэтому расчет давления грунта является неотъемлемой частью проектирования ограждающих конструкций.

Для определения активного и пассивного давления грунта на сооружение обычно принимается модель теории предельного равновесия, реализуемая в рамках строгих или приближенных решений. При этом возникают значительные математические затруднения, связанные с определением очертания линий скольжения в массиве грунта, поэтому в практических расчетах часто используют допущение, введенное еще Ш. Кулоном, о прямолинейном очертании линий скольжения. Для активного давления методы расчетов, основанные на этом допущении, дают результаты, близкие к строгим решениям. При определении пассивного давления получают завышенный результат, причем погрешность возрастает с увеличением угла внутреннего трения грунта.

Рассмотрим некоторые решения задач, основанные на этом допущении.

Определение активного давления на вертикальную гладкую стенку при горизонтальной поверхности засыпки.

Рассмотрим простейший случай, когда засыпка представлена идеально сыпучим грунтом (рис. 6.8). Поскольку принято, что стенка имеет абсолютно гладкую грань, т. е. трение грунта о стенку отсутствует ($\tau_{zx} = 0$), вертикальные и горизонтальные площадки являются главными. Тогда максимальное главное напряжение, действующее на горизонтальную площадку в точке контакта грунта со стенкой на глубине z от поверхности засыпки, будет равно

$$\sigma_1 = \gamma \cdot z, \quad (6.12)$$

где γ – удельный вес грунта.

В пределах призмы обрушения OAB грунт находится в состоянии предельного равновесия. Следовательно, минимальное главное напряжение в этой точке σ_3 , равное активному давлению σ_a , будет связано с максимальным главным напряжением условием предельного равновесия.

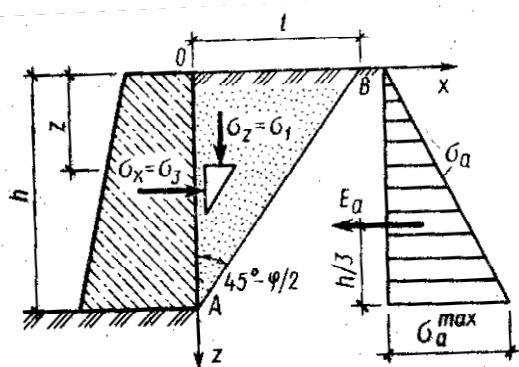


Рис. 6.8. Схема для определения активного давления сыпучего грунта на гладкую стенку

Условие предельного равновесия для сыпучих грунтов $\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$ можно выразить в виде

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \sigma_1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (6.13)$$

Тогда с учетом формулы (6.12) активное давление грунта на стенку в точке, расположенной на глубине z от поверхности засыпки, будет равно

$$\sigma_a = \sigma_3 = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (6.14)$$

Форма уравнения (6.14) показывает, что в рассматриваемом случае эпюра активного давления имеет вид треугольника. Подставив в это уравнение высоту стенки h , получим максимальную ординату эпюры активного давления:

$$\sigma_a^{\max} = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}). \quad (6.15)$$

Равнодействующая активного давления E_a определится как площадь эпюры σ_a , т. е.

$$E_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}), \quad (6.16)$$

и будет приложена к стенке на расстоянии $\frac{1}{3}h$ от ее подошвы.

Из анализа равновесия призмы обрушения несложно установить, что плоскость скольжения AB будет наклонена к вертикали под углом $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$. Отсюда можно определить ширину призмы обрушения по поверхности засыпки $l = h \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$.

Учет нагрузки на поверхности засыпки.

При наличии на поверхности сплошной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q (рис. 6.9, а) выражение (6.12) будет иметь вид

$$\sigma_1 = \gamma \cdot z + q. \quad (6.17)$$

Повторяя те же рассуждения, получим

$$\sigma_a = (\gamma \cdot z + q) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}), \quad (6.18)$$

$$E_a = h(\frac{\gamma \cdot h}{2} + q) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}). \quad (6.19)$$

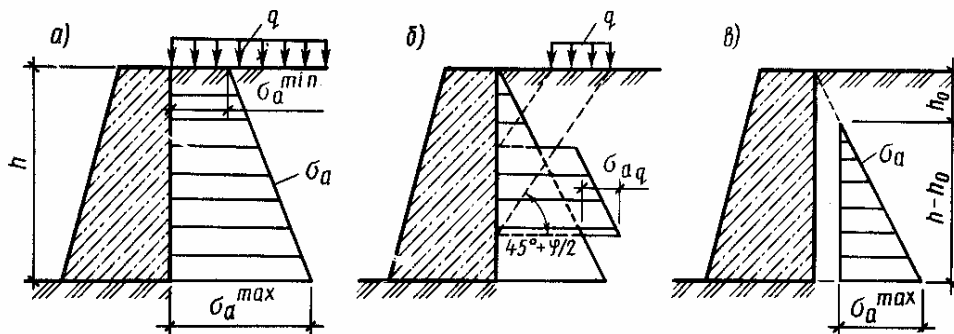


Рис. 6.9. Схемы для определения активного давления:
а – при равномерно распределенной нагрузке; б – при местной нагрузке;
в – для случая засыпки связным грунтом

Из приведенных выражений можно получить значения σ_a^{\min} при $z = 0$ и σ_a^{\max} при $z = h$ и убедиться, что эпюра активного давления имеет вид трапеции. Точка приложения равнодействующей E_a будет находиться в центре тяжести площади трапеции, и расстояние от подошвы стенки до направления действия этой силы составит $\frac{h(\gamma \cdot h + 3q)}{3(\gamma \cdot h + 2q)}$.

Если на поверхности засыпки в пределах призмы обрушения приложена местная пологая нагрузка q шириной b , то для определения дополнительного влияния этой нагрузки на величину активного давления используется следующий прием (рис. 6.9, б). Считают, что воздействие нагрузки на стенку передается под углом к горизонтали $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$, а дополнительное активное давление от нее составляет

$$\sigma_{a,q} = q \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (6.20)$$

Эпюра активного давления для этого случая показана на рис. 6.9, б. Равнодействующая активного давления E_a находится как площадь полной эпюры, а точка ее приложения соответствует центру тяжести эпюры активного давления.

Учет сцепления грунта. Для связного грунта, обладающего внутренним трением и сцеплением, условие предельного равновесия $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} = \sin \varphi$ может быть представлено в виде

$$\sigma_3 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (6.21)$$

Тогда значение ординаты активного давления связного грунта на глубине z можно получить в виде

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (6.22)$$

Известно, что связный грунт обладает способностью держать вертикальный откос высотой h_0 , определяемой по формуле $h_0 = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{\gamma(1 - \sin \varphi)}$. Она может быть преобразована к виду

$$h_0 = \frac{2c}{\gamma \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}. \quad (6.23)$$

Отсюда следует, что в пределах глубины h_0 от свободной поверхности засыпки связный грунт не будет оказывать давления на стенку. Максимальная ордината эпюры активного давления связного грунта в соответствии с (6.22) определится как

$$\sigma_a^{\max} = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (6.24)$$

Характер эпюры активного давления приведен на рис. 6.9, в. Можно заметить, что учет сцепления грунта приводит к уменьшению активного давления. Значение результирующей силы E_a определяется как площадь треугольной эпюры σ_a , имеющей высоту $h - h_0$ и максимальную ординату σ_a^{\max} .

Учет наклона, шероховатости задней грани стенки и наклона поверхности засыпки.

Этот случай является общим. Рассмотрим предельное равновесие призмы обрушения OAB согласно расчетной схеме, представленной на рис. 6.9, а. Здесь ε – угол наклона задней грани стенки к вертикали; α – угол наклона поверхности засыпки к горизонтали (знак плюс соответствует восходящей, минус – нисходящей засыпке); ω – угол отклонения равнодействующей E_a от нормали к стенке за счет трения грунта о стенку (для стенок с повышенной

шероховатостью принимается равным φ ; для мелкозернистых водонасыщенных песков и при вибрационных нагрузках $\omega = 0,54\varphi$, где φ – расчетное значение угла внутреннего трения).

На призму обрушения OAB в предельном состоянии действуют следующие результирующие силы: собственный вес грунта P_g , реактивный отпор стенки E_a , реактивный отпор массива грунта R ниже поверхности скольжения AB , отклоняющийся от нормали на угол φ . Отметим, что значение угла наклона поверхности скольжения θ к горизонтали пока еще неизвестно и принимается произвольно. Определив из геометрических соображений величину P_g и, зная направление остальных усилий, можно, построив треугольник сил, определить величины E_a и R для принятого значения θ (рис. 6.10, б). Тогда

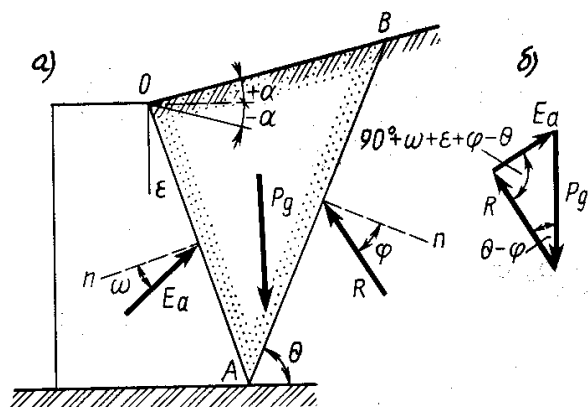


Рис. 6.10. Схема действия сил на стенку:
а – с шероховатой наклонной гранью
б – треугольник равнодействующих сил

$$E_a = \frac{P_g \sin(\theta - \varphi)}{\sin(90^\circ + \omega + \varepsilon + \varphi - \theta)}. \quad (6.25)$$

Теперь необходимо найти такое значение угла θ , при котором активное давление будет максимальным. Используя правило экстремума $\frac{dE_a}{d\theta} = 0$, окончательно получим

$$E_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2(1 + \sqrt{z})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \omega)}, \quad (6.26)$$

где $z = \frac{\sin(\varphi + \omega) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \omega) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}$.

Формула (6.26) неприменима при крутых откосах ($\alpha > \varphi$), которые сами по себе неустойчивы, и для стенок с очень пологой задней гранью (при $\varepsilon > 65^\circ$).

В более сложных случаях применяются и другие методы, в частности *графический метод К. Кульмана*, позволяющий решать задачу при произвольном очертании поверхности грунта и любых схемах загрузки. Этот метод подробно рассмотрен в литературе, например, в учебниках Б. И. Далматова и П. Л. Иванова.

Определение активного давления при ломаной форме грани стенки и неоднородных грунтах засыпки.

В этом случае стенка и грунты засыпки разделяются по горизонтали на отдельные участки, в пределах которых угол наклона стенки и физико-механические характеристики грунтов (γ , φ , c) постоянны. При этом следует учитывать, что ниже уровня подземных вод значение удельного веса грунта принимается с учетом взвешивающего действия воды.

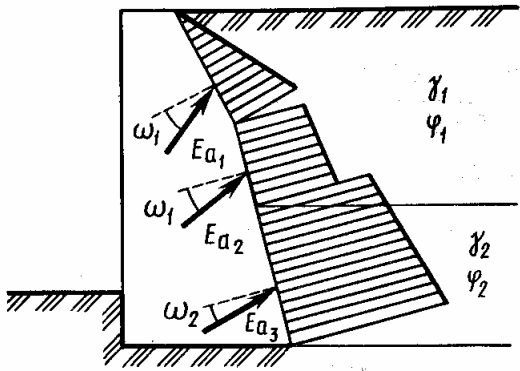


Рис. 6.11. Построение эпюры активного давления при ломаной форме задней грани стенки и неоднородных грунтах засыпки

Построение эпюры активного давления выполняется, начиная с верхнего участка стенки, причем для каждого участка используется соответствующее из приведенных выше решений. Влияние вышележащих грунтов засыпки при определении активного давления в пределах каждого участка, расположенного ниже, учитывается как равномерно распределенная нагрузка q .

Пример такого построения показан на рис. 6.11, а. Равнодействующая эпюры активного давления E_a на каждом участке определяется как площадь этой эпюры, а точка ее приложения соответствует центру тяжести эпюры.

Определение пассивного давления.

Как указывалось выше, пассивное давление возникает при перемещении стенки в сторону грунта засыпки. Характерный пример такого случая показан на рис. 6.12, а. Под действием активного давления справа от стенки она стремится переместиться влево. Этому соответствует пассивное давление грунта, расположенного слева от стенки. При движении вертикальной гладкой стенки на грунт главные напряжения меняются. Теперь уже $\sigma_x = \sigma_1 = \sigma_n$ является максимальным, а $\sigma_z = \sigma_3 = \gamma \cdot z$ при отсутствии пригрузки на поверхности засыпки слева – минимальным главным напряжением (рис. 6.12, б). Тогда, аналогично (6.13) и (6.21), условие предельного равновесия примет вид:

для сыпучих грунтов

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right); \quad (6.27)$$

для связных грунтов

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (6.28)$$

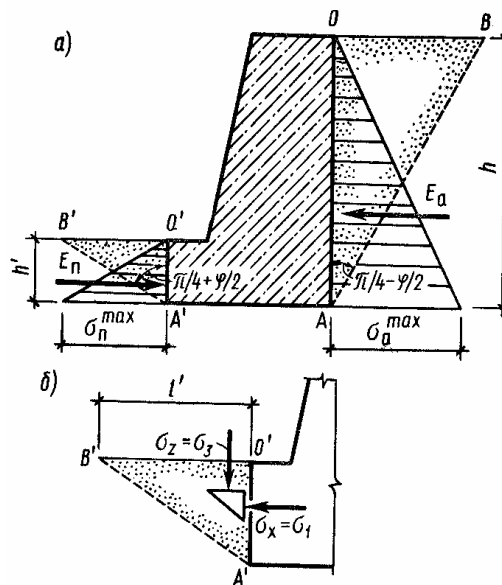


Рис. 6.12. Схема действия активного и пассивного давления на стенку

Соответственно и значения ординаты пассивного давления на глубине z от поверхности засыпки при начале координат в точке $0'$ (рис. 6.12, а) запишутся так:

для сыпучих грунтов

$$\sigma_n = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right); \quad (6.29)$$

для связных грунтов

$$\sigma_n = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c \cdot \operatorname{ctg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right). \quad (6.30)$$

Сопоставляя эти выражения с формулами (6.14) и (6.22), легко убедиться, что при одной и той же глубине от поверхности засыпки ордината эпюры пассивного давления существенно больше, чем ордината эпюры активного давления. Можно также показать, что поверхность скольжения призмы выпирания, выходящая из точки A' , наклонена к вертикали под углом $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$. Это позволяет определить ширину призмы выпирания по поверхности засыпки как $l' = h' \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$.

Погрешность определения пассивного давления в предположении плоской поверхности скольжения возрастет с увеличением угла внутреннего трения грунта засыпки φ . При $\varphi \leq 10^\circ$ эта погрешность еще невелика. При больших значениях φ для определения пассивного давления следует использовать строгие решения теории предельного равновесия.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Механика грунтов – научная дисциплина, изучающая напряженно-деформированное состояние грунтов, условия их прочности, давление на ограждения, устойчивость грунтовых массивов и др. В механике грунтов рассматривается зависимость механических свойств грунтов от их строения и физического состояния, исследуются общая сжимаемость грунтов, их структурно-фазовая деформируемость, контактная сопротивляемость сдвигу.

Данное учебное пособие направлено на формирование у студентов знаний и представлений о современных тенденциях развития дисциплины «Механика грунтов» как инженерно-строительной науки, о методах и путях совершенствования инженерно-строительных изысканий, исследований свойств грунтов, описания взаимодействия грунтовых оснований и массивов с инженерными сооружениями, проектирования сооружений в грунте с целью оптимального использования несущей способности грунта и обеспечения надежности зданий и сооружений на весь период их эксплуатации.

Важное значение имеет совершенствование методов расчета и проектирования оснований. В этой связи становится существенным учет нелинейных и реологических свойств оснований. Нелинейность и реология деформирования, предусматривающая зависимость напряженного состояния от режима и уровня нагружения с привлечением методов оптимизационного проектирования, позволяют получать существенную экономию материальных затрат при устройстве оснований.

Результаты, полученные в механике грунтов, используются при проектировании оснований и фундаментов зданий, промышленных и гидротехнических сооружений, в дорожном и аэродромном строительстве, устройстве подземных коммуникаций, прокладке трубопроводов, а также для прогнозирования деформаций и устойчивости откосов, подпорных стен и др.

ГЛОССАРИЙ

Антропогенные образования – твердые отходы производственной и хозяйственной деятельности человека, в результате которой произошло коренное изменение состава, структуры и текстуры природного минерального или органического сырья.

Бытовые отходы – твердые отходы, образованные в результате бытовой деятельности человека.

Влагоемкость грунта – (гигроскопическая, максимальная молекулярная) – способность грунтов вмещать в порах и удерживать на поверхности частиц то или иное количество воды.

Влажность грунта – содержание воды в грунте. Различают:

– весовую влажность, которая выражается в процентах от веса абсолютно сухого грунта или в процентах от веса сырого грунта;

– объемную влажность – количество воды в грунте, выраженное отношением объема воды к объему грунта.

Водонасыщение – это свойство дисперсных грунтов впитывать и удерживать в себе свободную воду.

Водоотдача – способность грунта, насыщенного водой, отдавать ее под действием силы тяжести.

Водопроницаемость – способность грунта пропускать через себя некоторое количество воды в единицу времени.

Геология – комплекс наук о составе, строении и истории развития земной коры и более глубоких сфер Земли, а также о размещении в земной коре полезных ископаемых.

Геология включает: стратиграфию, тектонику, региональную геологию, вулканологию, минералогию, петрографию, литологию, геохимию.

Горизонтальные перемещения – деформации, связанные с действием горизонтальных нагрузок на основание (фундаменты распорных систем, подпорные стены и т. д.) или со значительными вертикальными перемещениями поверхности при оседаниях, просадках грунтов от собственного веса и т. п.;

Грунт. Грунтами называют все рыхлые горные породы каменной оболочки земли – несвязные (сыпучие) и связные (глинистые), прочность связей которых во много раз меньше прочности самих частиц. Также грунт – собирательное название горных пород (включая почвы), залегающих преимущественно в зоне выветривания земной коры и являющихся объектом инженерно-строительной деятельности человека.

Различают:

– скальные и полускальные грунты – породы, залегающие в виде монолитного или трещиноватого массива;

– рыхлые грунты – крупнообломочные, песчаные породы.

Грунт глинистый – связный минеральный грунт, обладающий числом пластичности $I_p \geq 1$.

Грунт дисперсный – грунт, состоящий из отдельных минеральных частиц (зерен) разного размера, слабосвязанных друг с другом; образуется в результате выветривания скальных грунтов с последующей транспортировкой продуктов выветривания водным или эоловым путем и их отложения.

Грунт крупнообломочный – несвязный минеральный грунт, в котором масса частиц размером крупнее 2 мм составляет более 50 %.

Грунт мерзлый – грунт, имеющий отрицательную или нулевую температуру, содержащий в своем составе видимые ледяные включения и (или) лед-цемент и характеризующийся криогенными структурными связями.

Грунт многолетнемерзлый – (синоним – грунт вечномерзлый) – грунт, находящийся в мерзлом состоянии постоянно в течение трех и более лет.

Грунт морозный – скальный грунт, имеющий отрицательную температуру и не содержащий в своем составе лед и незамерзшую воду.

Грунт полускальный – грунт, состоящий из одного или нескольких минералов, имеющих жесткие структурные связи цементационного типа.

Условная граница между скальными и полускальными грунтами принимается по прочности на одноосное сжатие ($R_c \geq 5$ МПа – скальные грунты, $R_c < 5$ МПа – полускальные грунты).

Грунт просадочный – грунт, который под действием внешней нагрузки и собственного веса или только от собственного веса при замачивании водой или другой жидкостью претерпевает вертикальную деформацию (просадку) и имеет относительную деформацию просадки $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$.

Грунт пучинистый – дисперсный грунт, который при переходе из талого в мерзлое состояние увеличивается в объеме вследствие образования кристаллов льда и имеет относительную деформацию морозного пучения $\varepsilon_{fh} \geq 0,01$.

Грунт сезонномерзлый – грунт, находящийся в мерзлом состоянии периодически в течение холодного сезона.

Грунт скальный – грунт, состоящий из кристаллитов одного или нескольких минералов, имеющих жесткие структурные связи кристаллизационного типа.

Грунтовые воды – безнапорные воды; при вскрытии скважинами, колодцами их уровень устанавливается на той глубине, на которой эти воды вскрыты. Грунтовые воды легко доступны и широко используются, но из-за неглубокого залегания легко загрязняются.

Грунтовые воды – воды первого от поверхности постоянного водоносного горизонта, залегающие на выдержанном водоупорном горизонте.

Сверху грунтовые воды обычно не перекрыты водоупором и нередко не заполняют водоносный горизонт на полную мощность. Поверхность грунтовых вод не испытывает дополнительного давления, кроме атмосферного.

Грунты, измененные физическим воздействием – природные грунты, в которых техногенное воздействие (уплотнение, замораживание, тепловое воздействие и т. д.) изменяет строение и фазовый состав.

Грунты, измененные химико-физическим воздействием – природные грунты, в которых техногенное воздействие изменяет их вещественный состав, структуру и текстуру.

Деформируемость – деформируемость грунтов проявляется в изменении формы и объема при воздействии внешних усилий, не приводящих к разрушению. Зависит от вида грунта, его структуры, пористости, состава, влажности.

Закон ламинарной фильтрации – закон ламинарной фильтрации Дарси, можно сформулировать следующим образом: скорость фильтрации поровой воды прямо пропорциональна градиенту гидравлического напора.

Закон сопротивления сдвигу – закон сопротивления сдвигу можно сформулировать следующим образом:

предельное сопротивление грунтов сдвигу есть функция первой степени нормального напряжения.

Закон уплотнения грунта – закон уплотнения грунта можно сформулировать следующим образом:

изменение коэффициента пористости прямо пропорционально изменению давления.

Засоленность грунта – засоленность (степень засоленности) – содержание легко- и среднерастворимых солей в процентах от массы абсолютно сухого грунта. К легкорастворимым солям относятся: хлориды NaCl, CaCl₂, KCl, MgCl₂; бикарбонаты NaHCO₃, Na₂CO₃, Ca(HCO₃)₂, Mg(HCO₃)₂; карбонат натрия Na₂CO₃, сульфаты магния и натрия MgSO₄, Na₂SO₄. К среднерастворимым солям относятся гипс CaSO₄·2H₂O и ангидрит CaSO₄.

Засоленные мерзлые грунты – грунты, в которых количество солей превышает следующие значения:

– для тонких и пылеватых песков – 0,05%;

- для мелких, средних и крупных песков – 0,1%;
- для супесей – 0,15%;
- для суглинков – 0,20%;
- для глин – 0,25%.

Зеркало грунтовых вод – поверхность грунтовых вод, служащая разделом зоны насыщения и зоны аэрации. Зеркало грунтовых вод:

- изображается с помощью карты гидроизогипс;
- подвержено суточным, сезонным и годовым колебаниям;
- сопровождается капиллярной каймой.

Золошлаки – продукты комплексного термического преобразования горных пород и сжигания твердого топлива.

Золы – продукт сжигания твердого топлива.

Индекс предшествующего увлажнения – условная относительная величина, характеризующая водонасыщенность почвы предшествующими осадками.

Капиллярность – наличие в грунте мелких пор различного сечения, формы и ориентации в пространстве, способствующих поднятию по ним некоторого количества воды из водоносного слоя в вышележащие слои.

Консистенция – степень подвижности частиц грунта, обусловленная различным содержанием в нем воды. Характеризует глинистые грунты и бывает твердой, пластичной или текучей.

Кора выветривания – рыхлый поверхностный слой горных пород, образовавшийся в результате выветривания. В состав коры выветривания входят также находящиеся в этом слое вода, воздух и живые организмы. Обычно кора выветривания имеет глинистый состав.

Мощность коры выветривания зависит от климатических условий и от длительности процесса выветривания, есть места, где кора выветривания отсутствует. В верхней части коры выветривания обычно переходит в почву. С древней корой выветривания связаны месторождения руд никеля, железа, хрома, алюминия, фосфора, редких элементов, золота и др.

Коэффициент Пуассона – коэффициент Пуассона (бокового расширения грунта), одна из физических характеристик материала упругого тела, равная отношению абсолютных значений относительной поперечной деформации элемента тела ε_x к его относительной продольной деформации ε_z , взятое с обратным знаком, в случае, если действуют только вертикальные напряжения σ_z .

Коэффициент оттаивания мерзлого грунта – величина, характеризующая оседание грунта, обусловленное уменьшением объема при протаивании.

Коэффициент сжимаемости оттаявшего грунта – относительная деформация грунта под нагрузкой.

Криогенное строение грунтов – строение мерзлых грунтов, обусловленное пространственным распространением в них льда.

Механика грунтов – раздел механики сыпучих сред, изучающий напряженно-деформированные состояния, условия прочности и устойчивости, а также изменения свойств грунтов под влиянием внешних (механических) воздействий.

Механические свойства грунтов – механическими называются те свойства грунтов, которые характеризуют их поведение под нагрузкой.

Миграция влаги – перемещение пленочной и капиллярной воды из талой части грунта в промерзающую, сопровождающееся обезвоживанием грунта, его агрегацией и усадкой ниже границы промерзания.

Модуль деформации грунта – модуль деформации грунта одна из величин характеризующих сжимаемость грунта учитывает как упругие, так и остаточные деформации грунта.

Набухание – способность грунтов, содержащих глинистые частицы, увеличиваться в объеме при увлажнении.

Наименьшая влагоемкость грунта – количество влаги, прочно удерживающееся в грунте после полного свободного стекания гравитационной воды.

Намывные грунты – техногенные грунты, перемещение и укладка которых осуществляется с помощью средств гидромеханизации.

Насыпные грунты – техногенные грунты, перемещение и укладка которых осуществляются с использованием транспортных средств, взрыва.

Осадки – деформации, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок и в отдельных случаях собственного веса грунта, не сопровождающиеся коренным изменением его структуры;

Оседания – деформации земной поверхности, вызываемые разработкой полезных ископаемых, изменением гидрогеологических условий, понижением уровня подземных вод, карстово-суффозионными процессами и т. п.;

Основание – область грунта, воспринимающая давление от сооружения.

Откос – откосом называется искусственно созданная поверхность, ограничивающая природный грунтовый массив, выемку или насыпь. Откосы образуются при возведении различного рода насыпей (дорожное полотно, дамбы, земляные плотины и т. д.), выемок (котлованы, траншеи, каналы, карьеры и т.п.) или при репрофилировании территорий.

Охлажденный грунт – грунт, имеющий отрицательную температуру и содержащий незамерзшую воду.

Песок – несвязный минеральный грунт, в котором масса частиц размером меньше 2 мм составляет более 50 % ($I_p = 0$).

Пластичномерзлый грунт – дисперсный грунт, сцементированный льдом, но обладающий вязкими свойствами и сжимаемостью под нагрузкой.

Пластичность – способность грунта изменять форму без нарушения сплошности под воздействием внешних усилий и сохранять приданную форму после устранения воздействия. Пластичность грунтов изменяется в зависимости от количества и качества находящейся в грунте воды.

Плотность – отношение массы твердых частиц грунта к их объему. Эта характеристика зависит только от плотности слагающих грунт минералов. Кроме того, различают еще несколько подобных характеристик, учитывающих содержание в грунте воды, газов и т. д. (объемная масса скелета грунта, объемная масса абсолютно сухого грунта, объемная масса влажной породы).

Подъемы и осадки – деформации, связанные с изменением объема некоторых грунтов при изменении их влажности или воздействии химических веществ (набухание и усадка) и при замерзании воды и оттаивании льда в порах грунта (морозное пучение и оттаивание грунта);

Полная влагоемкость грунта – количество влаги, которое может быть вмещено грунтом при условии полного заполнения влагой всех пор.

Пористость – суммарный объем всех пор в единице объема грунта, независимо от их величины, заполнения и характера взаимосвязи. Коэффициент пористости равен отношению объема пустот к объему твердой фазы грунта, выраженному в долях единицы.

Природные перемещенные образования – природные грунты, перемещенные с мест их естественного залегания, подвергнутые частично производственной переработке в процессе их перемещения.

Провалы – деформации земной поверхности с нарушением сплошности грунтов, образующиеся вследствие обрушения толщи грунтов над карстовыми полостями, горными выработками или зонами суффозионного выноса грунта.

Промышленные отходы – твердые отходы производства, полученные в результате химических и термических преобразований материалов природного происхождения.

Просадки – деформации, происходящие в результате уплотнения и, как правило, коренного изменения структуры грунта под воздействием как внешних нагрузок и собственно-

го веса грунта, так и дополнительных факторов, таких, например, как замачивание просадочного грунта, оттаивание ледовых прослоек в замерзшем грунте и т. п.;

Прочность – степень сопротивления грунта разрушающему воздействию на него внешних сил.

Пучинистость грунта – способность грунта деформироваться при промерзании, увеличивая свой объем в результате льдовыделения и миграции влаги.

Размокаемость – способность грунта при погружении в спокойную воду терять связность и превращаться в рыхлую массу с полной или частичной потерей несущей способности.

Размягчаемость – уменьшение прочности грунта под влиянием увлажнения. Характеризуется коэффициентом размягчаемости, который равен отношению прочности водонасыщенного грунта к прочности сухого грунта.

Растворимость – растворимость грунтов в воде зависит как от химического состава грунта, так и от состава воды.

Релаксация – релаксацией напряжений называется явление уменьшения напряжений (расслабление напряжений) при постоянстве общей деформации.

Реология – наука, изучающая вопросы течения материалов.

Сдвиг – процесс изменения расположения частиц грунта под действием внешних сил.

Сжимаемость грунтов – сжимаемость грунтов обуславливается изменением их пористости вследствие переупаковки частиц, ползучестью водных оболочек, вытеснением воды из пор грунта. Сжатие полностью водонасыщенных грунтов возможно только при условии вытеснения воды из пор грунта.

Склон – склоном называется откос, образованный природным путем и ограничивающий массив грунта естественного сложения.

Степень водонасыщения – степенью водонасыщения или степенью влажности называют отношение объема воды к объему пор.

Структурно неустойчивые грунты – структурно неустойчивыми называют такие грунты, которые обладают способностью изменять свои структурные свойства под влиянием внешних воздействий с развитием значительных осадок, протекающих, как правило, с большой скоростью.

Техногенные грунты – естественные грунты, измененные и перемещенные в результате производственной и хозяйственной деятельности человека, и антропогенные образования.

Усадка – процесс снижения объема глинистых грунтов при высыхании.

Фундамент – подземная часть сооружения, предназначенная для передачи нагрузки от сооружения грунту.

Шлаки – продукты химических и термических преобразований горных пород, образующиеся при сжигании.

Шламы – высокодисперсные материалы, образующиеся в горнообогатительном, химическом и некоторых других видах производства.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ГОСТ 25100–95. Грунты. Классификация. – М., 1996.
2. ГОСТ 5180–84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. – М., 1985.
3. ГОСТ 20522–96. Грунты. Метод статистической обработки результатов испытаний. – М., 1997.
4. ГОСТ 22733–77. Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности. – М., 1978.
5. ГОСТ 12071–2000. Отбор, упаковка, транспортировка и хранение образцов. – М., 2001.
6. ГОСТ 12248–96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. – М., 1997.
7. ГОСТ 20276–99. Грунты. Методы полевого определения деформируемости. – М., 1999.
8. ГОСТ 25584–90*. Грунты. Метод лабораторного определения коэффициента фильтрации. – М., 1991.
9. СНиП 2.02.01–83*. Основания зданий и сооружений / Минстрой России. – М. : ГП ЦПП, 1995.
10. СП50–101–2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений / ГП ЦПП. – М., 2005.
11. Далматов, Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты / Б. И. Далматов. – Л. : Стройиздат, 1990.
12. Малышев, М. В. Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах): учебное пособие / М. В. Малышев, Г. Г. Болдырев. – М. : Издательство АСВ, 2001.
13. Маслов, Н. Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов / Н. Н. Маслов. – М. : Высшая школа, 1982.
14. Ухов, С. Б. Механика грунтов, основания и фундаменты / С. Б. Ухов, В. В. Семенов, В. В. Знаменский и др. – М. : Изд-во АСВ, 2005.
15. Цытович, Н. А. Механика грунтов / Н. А. Цытович. – М. : Высшая школа, 1983.
16. Швецов, Г. И. Инженерная геология, механика грунтов, основания и фундаменты / Г. И. Швецов. – М. : Высшая школа, 1987.
17. <http://www.geotek.ru> – ООО «Геотек» Геотехническая продукция, учебные курсы, проектирование, публикации.
18. <http://www.know-house.ru> – Информационная система по строительству.
19. <http://www.gpntb.ru> – Государственная публичная научно-техническая библиотека России.
20. <http://www.docinfo.ru> – «Медиа Сервис» информационное агентство, документация, электронные сборники.
21. <http://www.sciteclibrary.ru> – Научно-техническая библиотека.

Учебное издание

ПЬЯНКОВ Сергей Анатольевич
АЗИЗОВ Загид Керимович

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

Учебное пособие

Редактор М. В. Штаева

ЛР №020640 от 22.10.97.

Подписано в печать 29.12.2008. Формат 60×90/8.
Усл. печ. л. 12,9. Тираж 100 экз.

Ульяновский государственный технический университет,
432027, г. Ульяновск, ул. Сев. Венец, д. 32.

Типография УлГТУ, 432027, г. Ульяновск, ул. Сев. Венец, д. 32.