

Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

Кафедра Геотехника и строительная механика

**ЭЛЕКТРОННЫЙ УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС**  
**«Механика грунтов, основания и фундаменты»**  
**(часть 1)**

для специальности 1-70 02 01  
Промышленное и гражданское строительство

Составители: В.А. Сернов, С.Н. Банников, В.Н. Кравцов, И.Л. Бойко,  
Моради Сани Б., А.П. Кремнев, Т.В. Тронда

2020

## СОДЕРЖАНИЕ

ТЕОРЕТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ.....	6
ПРЕДИСЛОВИЕ.....	7
ТЕМА 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О КУРСЕ «МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ» .....	8
1.1 Особенности курса.....	8
1.2 Основные понятия, определения и термины.....	9
1.3 Исторический обзор становления и развития инженерной геологии и механики грунтов .....	11
1.4 Развитие механики грунтов в современных условиях .....	13
ТЕМА 2. ПРОИСХОЖДЕНИЕ И СОСТАВ ГРУНТОВ.....	14
2.1 Происхождение грунтов (генезис) .....	14
2.2 Структура и текстура грунтов.....	18
2.3 Грунт как трехфазная среда .....	20
2.3.1 Классификация твердых частиц .....	20
2.3.2 Свойства твердой фазы .....	21
2.4 Вода в грунте .....	22
2.4.1 Виды воды в грунте и их свойства .....	23
ТЕМА 3. ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ.....	26
3.1 Физические характеристики грунтов .....	26
3.2 Анализ гранулометрического состава песчаных грунтов.....	30
3.3 Классификация грунтов и их основные компоненты.....	31
ТЕМА 4. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТОВ ....	36
4.1 Особенности механических свойств грунтов как дисперсной среды ..	36
4.2 Основные закономерности механики грунтов .....	36
4.3 Сжимаемость грунтов.....	37
4.4 Компрессионные испытания грунтов в одометре. Компрессионная зависимость.....	38
4.5 Закон уплотнения .....	40
4.6 Определение модуля деформации грунта .....	42
4.6.1 Определение модуля деформации с помощью компрессионной кривой .....	42
4.6.2 Определение модуля деформации грунта статической нагрузкой.....	43

4.6.3	Определение модуля деформации по данным статического и динамического зондирования .....	46
<b>ТЕМА 5. СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТА СДВИГУ.....</b>		
5.1	Понятие прочности грунта .....	48
5.2	Испытание грунтов на сдвиг в приборе одноплоскостного среза. Закон Кулона .....	49
5.3	Сопротивление грунтов сдвигу при трехосном сжатии.....	52
5.4	Дилатансия грунтов и контракция .....	54
5.5	Полевые методы определения прочностных свойств грунтов.....	55
<b>ТЕМА 6. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ .....</b>		
6.1	Основные понятия и определения .....	57
6.2	Закон ламинарной фильтрации.....	59
6.3	Методы определения коэффициента фильтрации .....	61
6.4	Эффективные и поровые давления.....	63
<b>ТЕМА 7. ФИЗИКО–МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ОСОБЫХ ГРУНТОВ.....</b>		
7.1	Основные типы особых грунтов.....	66
7.2	Структурно-неустойчивые грунты .....	66
7.3	Лёссовые грунты .....	67
7.3.1	Структурные особенности лёссовых грунтов и области их распространения.....	67
7.3.2	Физико-механические свойства лёссовых грунтов .....	67
7.3.3	Просадочные грунты I и II типа .....	69
7.4	Мерзлые грунты .....	70
7.4.1	Сезонно мерзлые грунты.....	71
7.4.2	Вечномерзлые грунты .....	72
7.4.3	Миграция влаги в промерзающих грунтах.....	74
7.4.4	Характеристики физического состояния мерзлых грунтов.....	75
7.4.5	Коэффициент оттаивания.....	76
7.5	Рыхлые пески.....	76
7.6	Чувствительные пылевато-глинистые грунты .....	78
7.7	Набухающие грунты .....	79
7.8	Заторфованные грунты и торфы .....	80
<b>ТЕМА 8. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В МАССИВЕ ГРУНТА.....</b>		
8.1	Принцип линейной деформируемости грунтов .....	83
8.2	Фазы напряженного состояния грунтов при непрерывном возрастании нагрузки.....	83
8.3	Основные положения теории распределения напряжений в грунтах ..	85

8.4	Распределение напряжений в грунтах от действия внешних сил .....	85
8.4.1	Определение напряжений от действия сосредоточенной силы	86
8.4.2	Определение напряжений от действия любой распределенной нагрузки.....	88
8.4.3	Определение напряжений от действия полосовой нагрузки (плоская задача).....	89
8.4.4	Определение напряжений от действия равномерно распределенной нагрузки по прямоугольной площади (пространственная задача) .....	91
8.4.5	Метод угловых точек.....	93
8.5	Определение контактных напряжений .....	94
8.6	Определение напряжений от собственного веса грунта .....	97

ТЕМА 9. ТЕОРИЯ ПРЕДЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ..... 99

9.1	Понятие о предельном равновесии грунтов в данной точке и в грунтовом массиве. Уравнения предельного равновесия сыпучих и связных грунтов.	99
9.2	Критические нагрузки на основание.....	102

ТЕМА 10. ДАВЛЕНИЯ ГРУНТОВ НА ОГРАЖДЕНИЯ: АКТИВНОЕ, ПАССИВНОЕ И СОСТОЯНИЯ ПОКОЯ .....

ТЕМА 11. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ .....

11.1	Основные причины потери устойчивости откосов.....	116
11.2.	Устойчивость откосов, обладающих только трением или только сцеплением.....	116
11.3	Устойчивость откосов, обладающих трением и сцеплением. Метод круглоцилиндрических поверхностей .....	120
11.4	Расчет устойчивости прислоненных откосов.....	123
11.5	Меры по увеличению устойчивости откосов .....	125

ТЕМА 12. ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ И РАСЧЕТ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ..... 127

12.1	Общие положения .....	127
12.2	Основные виды деформаций грунта .....	127
12.3	Причины развития деформации грунта .....	128
12.4	Основные слагаемые деформаций.....	129
12.5	Определение деформаций грунтовых оснований как линейно-деформируемой среды .....	130
12.5.1	Основные допущения при определении деформаций грунтового основания в линейной постановке .....	130

12.5.2	Определение осадки однородного линейно-деформируемого полупространства.....	130
12.5.3	Расчет осадки слоя грунта при сплошной нагрузке .....	132
12.6	Определение осадки фундаментов методом послойного суммирования.....	134
12.6.1	Правила разбиения на элементарные слои.....	134
12.6.2	Основные допущения метода .....	135
12.6.3	Определение границы сжимаемой толщи .....	136
12.7	Учет влияния нагрузки от близлежащих сооружений .....	138
12.8	Метод эквивалентного слоя .....	140

### ТЕМА 13. ИЗМЕНЕНИЕ ОСАДОК ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ВО ВРЕМЕНИ..... 144

13.1	Первичная и вторичная консолидация грунта .....	144
13.2	Осадка слоя грунта во времени при фильтрационной консолидации.....	145
13.2.1	Основные положения и допущения фильтрационной консолидации.....	145
13.2.2	Одномерная задача фильтрационной консолидации .....	146
13.2.3	Другие случаи одномерной задачи консолидации грунта.....	152

### ТЕМА 14. ВТОРИЧНАЯ КОНСОЛИДАЦИЯ И ОСНОВЫ НЕЛИНЕЙНОЙ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ..... 155

14.1	Вторичная консолидация грунтов .....	155
14.1.1	Понятие незатухающей и затухающей ползучести .....	156
14.1.2	Определение деформаций ползучести грунтов .....	158
14.2	Основы нелинейной механики грунтов .....	159
14.2.1	Основные положения .....	159
14.2.2	Нелинейно-упругие решения.....	160
14.3	Упругопластические решения .....	163
14.3.1	Общие положения.....	163
14.3.2	Модель упругопластической среды.....	164
14.3.3	Модель упругопластической упрочняющейся среды .....	166

### ПРАКТИЧЕСКАЯ ЧАСТЬ..... 169

### РАЗДЕЛ КОНТРОЛЯ ЗНАНИЙ..... 206

### УЧЕБНО-ПРОГРАММНЫЙ РАЗДЕЛ.....215.

### ИНФОРМАЦИОННО-МЕТОДИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ..... 218

Основная литература..... 218

Дополнительная литература..... 218

## **ТЕОРЕТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ**

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящий учебно-методический комплекс «Механика грунтов, основания и фундаменты» предназначен для студентов специальности 1-70 02 01 Промышленное и гражданское строительство высших учебных заведений. Он соответствует учебной программе, по которой ведётся подготовка инженеров-строителей. Содержание предлагаемого к изучению материала рассчитано на курс лекционных, практических и лабораторных занятий примерно 82 аудиторных часа.

Представленный в ЭУМК теоретический материал концентрированно отражает основные положения курса. Он предназначен для использования в качестве электронного методического руководства по организации аудиторной и самостоятельной работы студентов.

Для просмотра материалов необходимы операционная система Windows, офисные программы для чтения PDF-файлов.

Теоретический раздел содержит 14 учебных тем; практический раздел содержит практические занятия, лабораторные работы; раздел контроля знаний включает: проведение тестов по отдельным темам; устный опрос в аудитории, выполнение контрольных работ вне аудитории, защиту лабораторных работ, сдача зачета, промежуточный контроль знаний; в учебно-программный раздел входит учебная программа дисциплины; информационно-методический раздел содержит основную, дополнительную литературу.

# ТЕМА 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О КУРСЕ «МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ»

## 1.1 Особенности курса

Изучаемая дисциплина «Механика грунтов, основания и фундаменты» является комплексной дисциплиной, входящей в специальный цикл строительных дисциплин. Она объединяет два взаимозависимых курса «Механика грунтов» и «Основания, фундаменты и подземные сооружения».

В разделе «Механика грунтов», включающей спецкурс инженерной геологии рассматриваются особенности происхождения грунтов, их физико-механические свойства, вопросы распределения напряжений в грунтовом массиве и их связь с деформациями грунтов, изменение осадок во времени, методы расчета прочности (устойчивости) и деформаций оснований, а также способы определения давления грунта на ограждения (подпорные и шпунтовые стены, обделки тоннелей и других подземных сооружений).

В разделе «Основания и фундаменты» изучаются вопросы совместной работы оснований, фундаментов и надземных конструкций, методы проектирования (конструирования и расчета), а также способы их возведения. В данном разделе рассматриваются технологические особенности устройства фундаментов различного типа и методы упрочнения грунтов оснований. Значительная часть раздела посвящена вопросам обеспечения долговечности фундаментных конструкций, методам строительства в районах со сложными инженерно-геологическими условиями и в районах опасных с точки зрения развития сложных геодинамических процессов.

Необходимо отметить тесную взаимосвязь рассматриваемых двух разделов изучаемой дисциплины.

В результате изучения курса инженер-строитель должен уметь:

- правильно оценить инженерно-геологическое условия застраиваемой территории, возможные геодинамические процессы, свойства грунтов, возможность их деформирования и потери устойчивости под воздействием нагрузки;
- разрабатывать меры по уменьшению или исключению различных неблагоприятных воздействий и геологических процессов на возводимые здания и сооружения;
- улучшать при необходимости строительные свойства грунтов для возможности использования их в основании;
- определять рациональные виды и размеры фундаментов или подземных конструкций сооружений;



- выбирать правильные методы устройства фундаментов с учетом требований их надежности, экономичности и охраны окружающей среды при безопасном производстве работ.

## 1.2 Основные понятия, определения и термины

**Механика грунтов** – область науки, изучающая грунтовые основания при их взаимодействии со строительными сооружениями.

Основная цель механики грунтов состоит в изучение грунтовых образований как дисперсной среды, сформировавшейся естественно–историческим путем и находящейся в непрерывном взаимодействии с окружающей физико-геологической средой и строительными сооружениями различного назначения.

Данная цель обуславливает необходимость решения следующих задач:

- Изучение физико-механических свойств грунтовых отложений, как естественно-исторических образований.
- Определение напряженно-деформируемого состояния грунтовых оснований при различных силовых воздействиях.
- Определение условий прочности и устойчивости грунтовых оснований.
- Определение деформаций грунтового основания в течении всего периода эксплуатации здания.
- Прогнозирование изменения свойств грунта со времени под воздействием различных неблагоприятных факторов и геодинамических процессов.

**Грунты** – рыхлые породы верхних слоев коры выветривания литосферы, являющиеся основанием, средой сооружений или материалом для строительства.

Все грунты принято делить на два класса – *скальные* и *нескальные*.

Чаще всего строителям приходится иметь дело с нескальными грунтами, которые представляют собой продукт химического и физического *выветривания* скальных и магматических пород. Характерной особенностью таких грунтов является их мелкодробленность или как говорят *дисперсность*. Фактически грунты представляют собой «разрушенные» природой скальные породы и в отличие от них имеют значительно меньшую прочность. Мощность таких рыхлых отложений (или как говорят *осадочных отложений*) может достигать сотни метров и именно их приходится использовать в качестве оснований фундаментов зданий и сооружений.

Отдельные виды грунтов имеют биогенное происхождение. Такие грунты образовались в результате отложений продуктов жизнедеятельности растений и животных и могут достигать значительной мощности.

В качестве грунтов также рассматриваются так называемые *техногенные отложения*, представляющие собой твердые отходы промышленной и хозяйственной деятельности человека.

**Основание** – область грунта, воспринимающая давление от сооружения.

Различают *естественные, искусственные и искусственно-улучшенные* основания. Естественные основания сложены природными грунтами без специальной предварительной подготовки. Искусственные – образованные из техногенных отложений. Искусственно-улучшенные это основания, подвергнутые специальной обработке, позволяющей повысить прочностные и деформационные свойства грунтов.

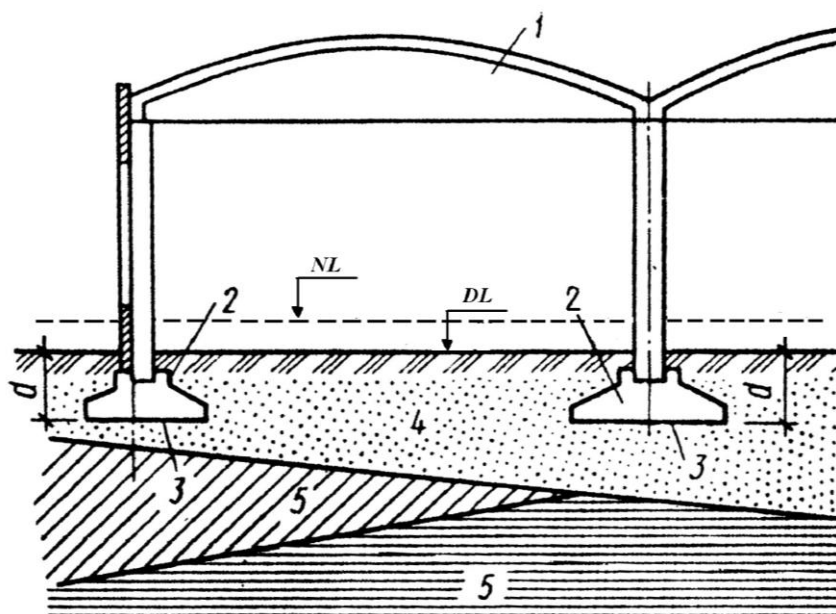
В случае слоистого напластования грунтов различают *несущий и подстилающие* слои грунтового основания, рисунок 1.1.

**Глубина заложения фундамента** — расстояние от поверхности планировки до нижней части фундаментной конструкции. Для плитных фундаментов глубина заложения — это величина  $d$  на рисунке 1.2. Уровень планировки в дальнейшем будем обозначать аббревиатурой  $DL$  (Doing level), уровень естественного рельефа  $NL$  (Natural Level), рисунок 1.1.

**Активная толща грунтового основания** – мощность грунтовых отложений, в пределах которой происходит почти полное рассеивание напряжений, вызванных воздействием нагрузок от сооружения.

Это означает, что все самые значительные (с практической точки зрения) изменения в грунтовом основании, при его загрузке внешней нагрузкой, происходят именно в пределах активной зоны. А значит деформациями, происходящими ниже активной толщи можно пренебречь.

**Фундамент** — подземная конструкция, предназначенная для передачи нагрузки от сооружения грунту. Нижнюю плоскость фундамента называют подошвой, верхнюю обрезаем. Необходимость устройства фундамента связана с малой несущей способностью верхних слоев грунта, возможностью их вертикальных перемещений под воздействием метеорологических факторов (пучение при промерзании, просадка при оттаивании, набухание при увлажнении, усадка при высыхании), а также возможностью разрушения землероями, выветриванием и корнями деревьев.



1 – надземная часть сооружения; 2 - фундамент; 3 – подошва фундамента; 4 – несущий слой основания; 5 – подстилающие слои основания;  $d$  – глубина заложения фундамента

**Рисунок 1.1 – Схема опирания на грунтовое основание**

В практике строительства применяется достаточно много различных видов фундаментов. Они отличаются друг от друга конструктивными решениями, материалом, областью применения и т.д. Любое здания, любое сооружение (если только оно не висит в воздухе) будет иметь такой обязательный конструктивный элемент как фундамент.

### **1.3 Исторический обзор становления и развития инженерной геологии и механики грунтов**

С древнейших времен выбору основания для строительства, оценке его пригодности для возведения капитальных сооружений всегда уделялось самое пристальное внимание. Однако до XVIII века «теории» строительства не существовало, строили полагаясь на опыт. Стоительство оставалось скорее искусством, чем наукой. Конструктивные решения принимались в большей степени по наитию, по подобию уже построенных зданий и сообразно сложившейся традиции.

Впервые научный подход к оценке прочностных свойств грунтов применил французский физик и инженер *Шарль Огюст Кулон* (1736-1806). Будучи не только известным физиком, но и инженером-фортификатором и гидротехником, он открыл «закон сухого трения», разработал метод расчета

гравитационных подпорных стен, что позволило обоснованно задавать основные сечения шлюзов, которые строились в XVIII в. на реках и каналах Франции /Ухов, 2005г./.

На основе теории Кулона были разработаны методы расчета фундаментов по устойчивости. Так, русский инженер *Г.Е.Паукер* на основе теории Кулона вывел формулу, которая позволяла оценивать устойчивость основания фундамента с учетом ширины подошвы и глубины его заложения.

Среди ученых, работы которых внесли существенный вклад в развитие механики грунтов и в фундаментостроение следует выделить следующих:

- *Е.Винклер* (1867г.) – предложил расчетную модель, позволяющую рассчитывать гибкие фундаменты на упругом грунтовом основании;

- *В.М. Карлович* (1869г.) – опубликовал первый учебник по основаниям и фундаментам на русском языке, в котором изложены и элементы механики грунтов.

- *Ж.Буссинеск* (1885г.) – французский математик решил задачу о распределении напряжений от действия сосредоточенной силы в полупространстве, применимую к грунтам, которая используется в механике грунтов и сейчас;

- *П.А. Минаев* (1912-1916), -показал применимость к грунтам теории упругости;

- *К.Терцаги* (1925г.) – немецкий ученый, обобщивший все ранние работы по механике грунтов и систематизировал все знания в этой области в труде «Строительная Механика Грунтов»;

- *Н.М.Герсеванов* (1931-1933гг.) – публикует классический труд "Основы динамики грунтовой массы";

- *Н.А.Цытович* (1934г.) – издает курсы "Основы механики грунтов" которые в дальнейшем легли в основу классического учебника по дисциплине «Механика грунтов»;

- *В.А. Флоринов Н.Н.Маслов* (1936г.) – издают серию фундаментальных трудов, сыгравших значительную роль при разработке методов проектирования и строительства гидротехнических сооружений и дорог.

- *В.В. Соколовский* (1942г.) – публикует уникальную работу «Статика сыпучей среды», где даны решения о прочности и устойчивости грунтовых оснований, широко применяющиеся на практике и в наши дни.

Из ученых более позднего времени следует отметить следующих: *Б.И.Далматов* (серия учебников по «Механике грунтов, основаниям и фундаментам»), *П.И.Иванов* (учебник «Грунты и основания гидротехнических сооружений», 1991г), *Е.А. Сорочан, Ю.Г.Трофименков* (главные редакторы «Справочника проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения»), *П.А.Коновалова* (выдающиеся работы в области упрочнения грунтов оснований и усиления фундаментов при реконструкции) и др.

Среди белорусских ученых в области механики грунтов и фундаментостроения следует особо отметить Ю.А.Соболевского, внесшего большой вклад в становление отечественной школы геотехники; Д.Ю.Соболевского – разработавшего теорию стесненной дилатансии грунтов и феноменологическую модель расчета оснований; М.И.Никитенко - автора многочисленных работ по инъекционному упрочнению грунтов и многочисленных нормативных документов Республики Беларусь в области фундаментостроения.

#### **1.4 Развитие механики грунтов в современных условиях**

В настоящее время возрастает этажность зданий, увеличиваются нагрузки на фундаменты, в промышленных зданиях часто устанавливается уникальное оборудование, не допускающее неравномерных осадок, что заставляет предъявлять особые требования к основаниям.

Важной особенностью развития механики грунтов в настоящее время является широкое использование численных методов расчетов в виде программного обеспечения для ЭВМ.

В области инженерно-геологических изысканий внедряются методы георадиолокационного зондирования грунтов, позволяющие получить схематическое строение грунтовой толщи, определить места с залеганием более слабых пород грунта и тем самым более обоснованно назначить места проходки геологических выработок с уменьшением общего их количества.

За последнее десятилетие технические возможности современного оборудования, предназначенного для устройства фундаментов, заметно выросли. На строительных площадках появилась современная высокопроизводительная строительная техника, оборудованная компьютерными системами управления и контроля, позволяющая решать самые сложные геотехнические задачи в различных грунтовых условиях. Совершенствуются существующие и появляются новые технологические схемы устройства свай, закрепления грунтов, создания геомассивов, усиления фундаментов и т.д.

Современные условия развития общества требуют от строителей решения не только инженерно-технических задач, но и задач по охране окружающей среды, обеспечения экологической безопасности, создания безопасных условий работ, сохранения природных ресурсов.

## ТЕМА 2. ПРОИСХОЖДЕНИЕ И СОСТАВ ГРУНТОВ

### 2.1 Происхождение грунтов (генезис)

Согласно современным научным представлениям об истории нашей планеты, первоначально поверхность Земли представляла собой горное плато, состоящее из базальтовых, гранитных и магматических пород. В процессе *физического* и *химического выветривания* горные породы постепенно дробились на более мелкие фракции, которые в виде минеральных частиц различного диаметра осаждались в местах своего формирования или переносились водными потоками, ветром, ледниками. Процесс формирования верхней части коры литосферы из продуктов выветривания, называемых *осадочными породами*, продолжается вот уже более 4 миллиардов лет и не прекращается в наше время.

Мощность осадочных пород может достигать несколько десятков километров. Более древние отложения, залегающие на значительной глубине, со временем и под весом вышележащих пород приобретали свойства прочных практически полускальных пород (так называемые *метаморфические* породы). Между частицами грунта образовывались *цементационные* связи, прочность которых в значительной мере зависит от возраста грунтовых отложений

Находясь во влажной среде, частицы грунта могли подвергаться химическому воздействию молекул воды, растворенных в ней солей и газов. Это в свою очередь приводило к изменению химического состава осадочных пород и дальнейшему их раздроблению.

Все эти процессы (и множество других, которые детально изучаются в ходе курса «Инженерная геология») существенным образом определяют физико-механические свойства грунтовых отложений. Поэтому прежде чем исследовать свойства осадочных пород необходимо установить:

- из чего образовалась данная осадочная порода;
- каков возраст этих пород;
- условия формирования осадочных пород.

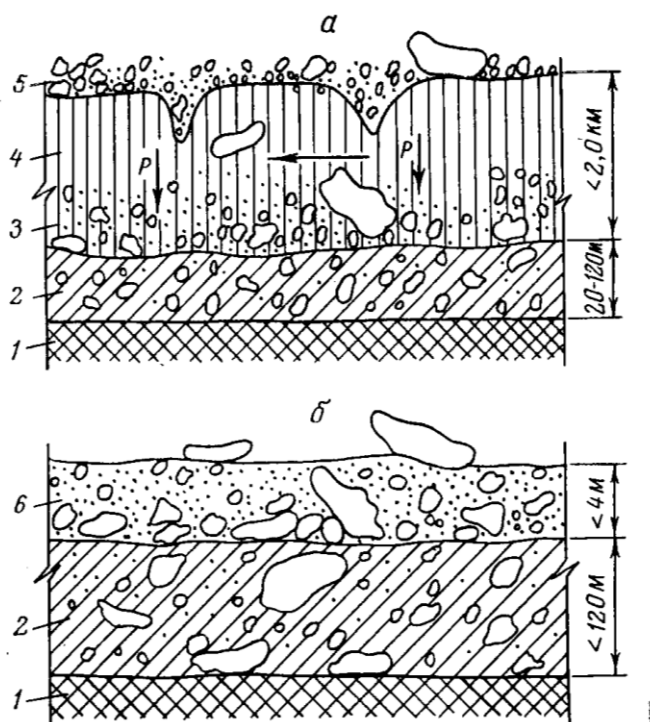
В зависимости от происхождения грунтовые отложения делятся на несколько видов обладающих различными строительными свойствами.

**Ледниковые (морены)** — отложения, сформированные под действием ледников. Строительные свойства ледниковых отложений очень разнообразны.

1. Донные (основные) морены представлены супесями, суглинками и глинами с включениями гравия, гальки и валунов. Донная морена вследствие разнородности и большой плотности обладает отличными физико-механическими свойствами как естественное основание сооружений. Примерно около половины зданий в республике строятся на донной морене.

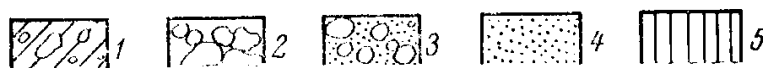
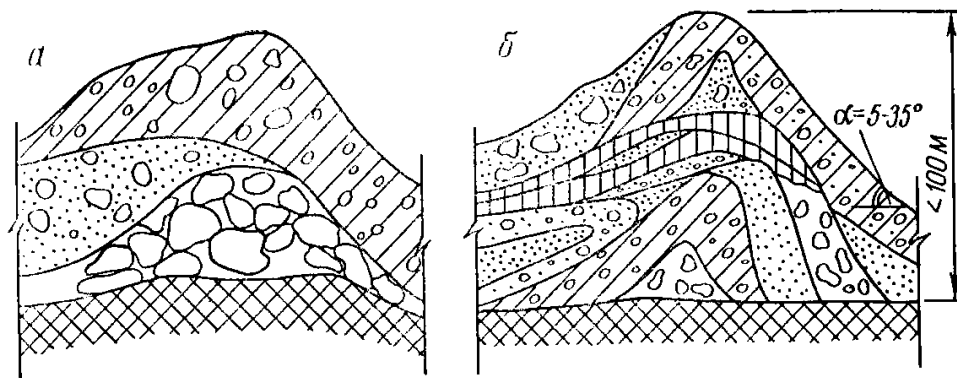
2. Конечные морены образовывались при длительной остановке ледника у его тающего языка. Представляют собой гряды и цепи холмов шириной до 50 м и тянущиеся на сотни километров с запада на восток. Состоят из обломков пород разной крупности. Являются хорошим естественным основанием сооружений.

3. Озерно-ледниковые отложения. Последнее валдайское оледенение оставило после себя на севере Беларуси многочисленные озера и равнины, сложенные ленточными глинами и песками мелкими и пылеватыми. Ленточные глины представляют собой слоистый грунт, в котором тонкие прослойки пылеватого песка толщиной 3-7мм чередуются с прослоями глин толщиной не более 10мм. Такое сложение (текстура) грунта объясняется тем, что песчаные слои откладывались в весенне-летний период и при таянии ледника сносились водой в озеро, а глинистая составляющая выпадала из стоячей воды зимой.



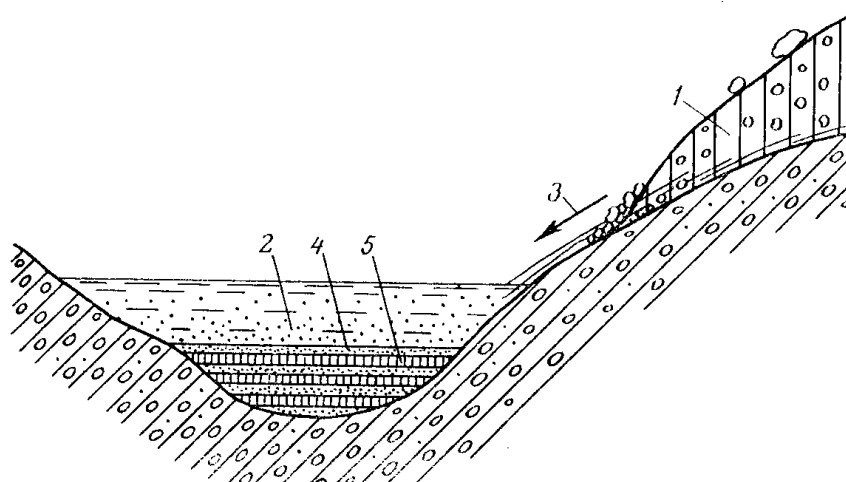
а – образование; б – отложение; 1 – подстилающие породы;  
 2 – отложенная морена; 3 – перемешанный обломочный материал, замороженный в лед; 4 – ледник; 5 – поверхностная морена; 6 – морена вытаивания;  $d$  – глубина заложения фундамента

**Рисунок 2.1 – Донная (основная) морена [Ситников М. А. (1978)]**



а – насыпная; б – напорная; 1 – валунная глина; 2 – нагромождение валунов; 3 – валунный песок; 4 – пески; 5 – дерн, почвы

**Рисунок 2.2 – Конечные морены [Ситников М. А. (1978)]**



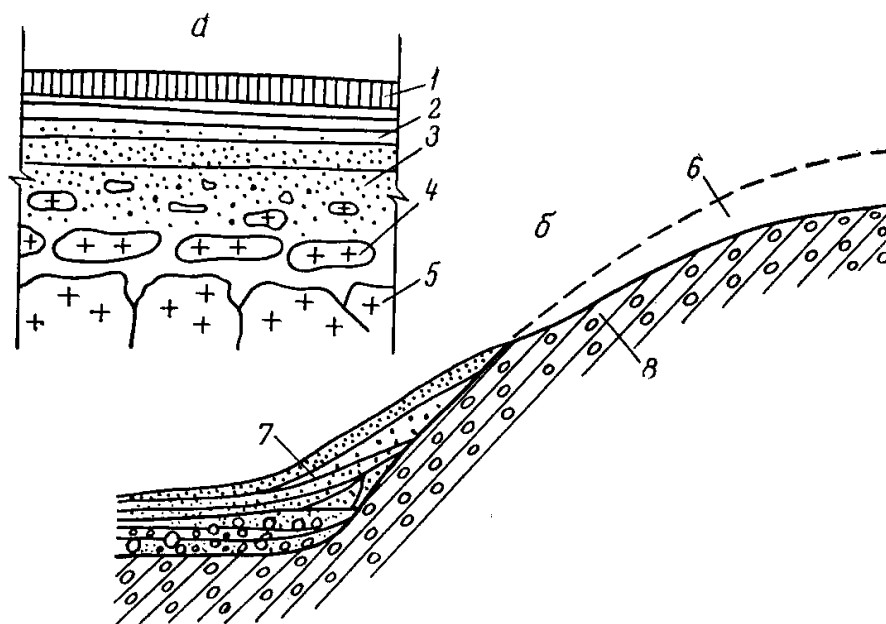
1 – ледник; 2 – ледниковое озеро; 3 – направление стока ледниковых вод; 4 – песчаные прослой; 5 – глинистые прослой

**Рисунок 2.3 – Условия образования ленточных глин [Ситников М. А. (1978)]**

**Флювиогляциальные** – песчаные грунты, галька, наносимые по окаймляющим ледник областям водными потокам во время таяния ледника.

**Элювиальные (элювий)** — обломочные и иные материалы, образующиеся при выветривании и остающиеся на месте. Элювий может состоять из крупных обломков, песка и глины. Форма зерен угловатая. Элювий представляет собой материал различной прочности в зависимости от степени выветривания.



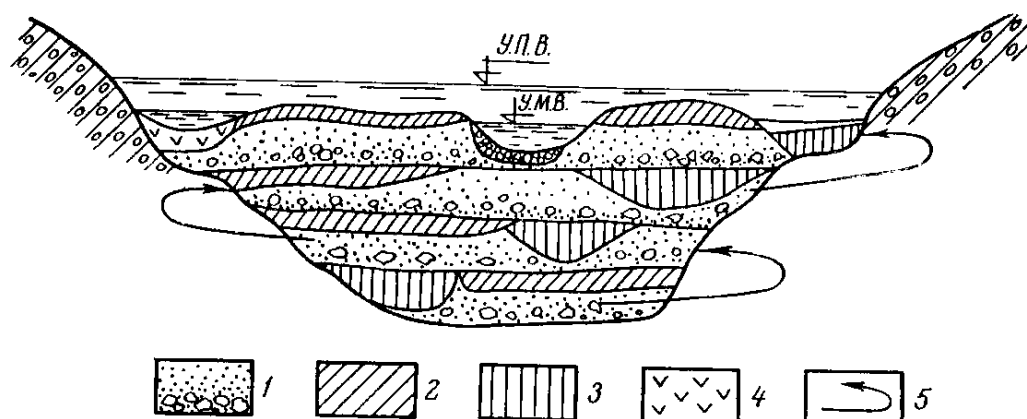


а – элювиальные; б – делювиальные; 1 – почва; 2 – глина; 3 – песок; 4 – крупные обломки; 5 – материнская порода; 6 – зона смыва; 7 – делювий; 8 – материнская порода (морена)

**Рисунок 2.4 – Отложения водоразделов и склонов [Ситников М. А. (1978)]**

**Делювиальные (делювий)** — перемещенные атмосферными водами и силами тяжести неоднородные напластования. Образуются на склонах и у подножий гор и часто находятся в слабо уплотненном состоянии. К таким отложения относятся главным образом суглинки, но могут быть пески, супеси и глины.

**Аллювиальные (аллювий)** — перенесенные водными потоками на значительные расстояния – окатанные частицы. Аллювиальные наносы в основном состоят из песков с гравием и галькой мощностью до 15м.



1 – русловые; 2 – пойменные; 3 – старичные; 4 – болотные; 5 – направление перемещения русла; УПВ – уровень паводковых вод; УМВ – уровень меженных вод

**Рисунок 2.5 – Аллювиальные отложения [Ситников М. А. (1978)]**

**Эоловые** (от греч. Эол - бог ветра) — продукты выветривания в условиях сухого климата пустынь и степей. К ним относятся пески дюн и барханов с включением пылеватых и илистых фракций. К эоловым отложениям относят значительную часть лессов. Лесс — грунты, образовавшиеся в результате выпадения частиц, выносимых ветром. Под влиянием делювиальных, аллювиальных и других процессов лесс превращается в лессовые породы (лессовидные суглинки и супеси). При устройстве сооружений на лессовых грунтах существует вероятность просадки основания при увлажнении.

**Озерно-болотные отложения** — представляют собой скопления остатков отмерших растений. К ним относятся торф, ил, озерно-болотный мел. Имеют малую несущую способность и требуют специальных методов устройства фундаментов.

**Насыпные (техногенные) грунты** — образованы в результате хозяйственной деятельности человека. Как правило неоднородны по составу и мощности и содержат большое количество органических остатков. В качестве оснований без дополнительного уплотнения применяются редко.

Если проанализировать типы континентальных грунтов по прочности, то можно сделать следующие выводы. Из четырех типов наиболее прочными являются *элювиальные* и *моренные* грунты, так как “упаковка” минеральных частиц в этом случае наиболее плотная. Следовательно, деформируемость грунта по изменению пористости будет минимальной, а прочность его будет в основном определяться прочностью минеральной части грунта. В то же время *делювиальные* грунты являются наименее прочными, так как их деформация может возникнуть даже под воздействием собственного веса. *Аллювиальные* грунты, сформировавшиеся в водной среде, имеют меньшую пористость по сравнению с *эоловыми* (макропористыми) и поэтому, в конечном счете деформируются меньше. *Эоловые* (маловлажные в естественных условиях) при замачивании, кроме осадки, дают дополнительную деформацию – просадку, которая может значительно превышать осадку (основную деформацию от внешней нагрузки). Таким образом, по прочностным характеристикам эти типы грунта можно выстроить в следующем порядке (считая на первом месте наиболее прочный грунт): 1 – элювиальный, моренные; 2 - аллювиальный; 3 - эоловый; 4 – делювиальный. /Абуханов, 2006/.

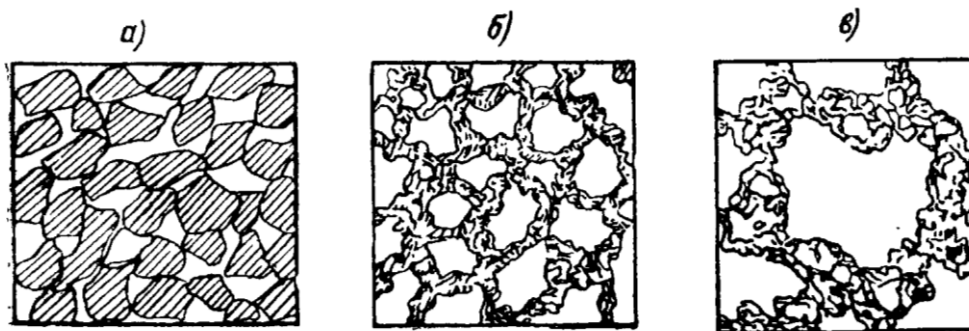
## 2.2 Структура и текстура грунтов

Структура грунтов — относительное расположение различных по крупности и форме частиц и характер внутренних связей между ними. Эти

связи называют структурными. Структура грунта является важнейшим фактором, определяющим прочностные и деформационные свойства грунтов.

Основные типы структуры грунта:

- 1) Зернистая;
- 2) Сотообразная;
- 3) Хлопьевидная.
- 4) Флоккулентная (карточный домик).
- 5) Стопочная.



а – зернистая; б – сотообразная; в – хлопьевидная  
**Рисунок 2.6 – Основные типы структуры грунтов**

Структурные связи делятся на водно-коллоидные (молекулярные связи взаимодействия между водой и частицами) и кристаллизационные (цементация грунтовых частиц различными веществами). При разрушении водно-коллоидные связи восстанавливаются, кристаллизационные нет.

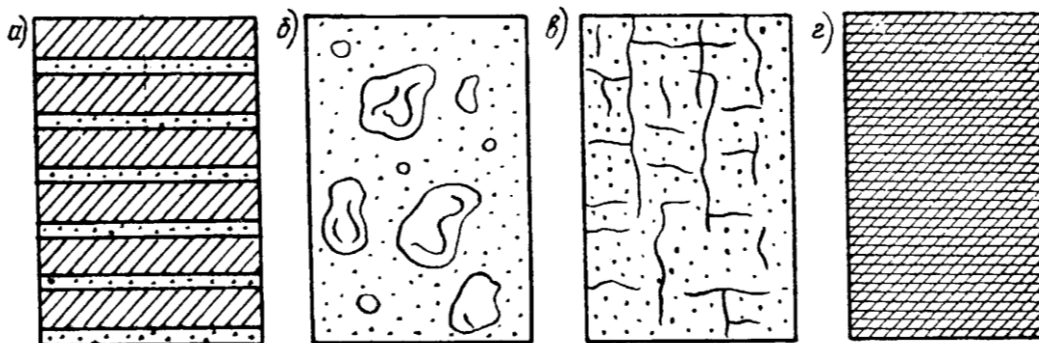
Текстурой грунтов называется их пространственное размещение и взаимное расположение частиц грунтов, определяется условиями отложения осадка. Различают следующие виды структур:

Слоистая — наиболее распространенная, характерна для озерных и морских отложений. Бывает ленточной, косослойной или сланцеватой. Свойства грунтов часто бывают анизотропны, т.е. отличаться в зависимости от направления.

Слитная — имеющая однородное сложение в различных точках массива (древние глины и илы, подвергавшиеся значительным давлениям).

Порфировая — глинистый грунт с включением крупных обломков горных пород.

Ячеистая — характерна для засоленных и мерзлых грунтов, промежутки между грунтом заполнены прослойками соли или льда.



а – слоистая; б – порфировая; в – ячеистая; г – слитная

**Рисунок 2.7 – Основные типы текстуры грунтов**

## 2.3 Грунт как трехфазная среда

В большинстве случаев грунты состоят из 3-х компонентов: твердых частиц (скелет), воды, воздуха или других газов. Составные части грунта находятся в трех состояниях (твердом, жидком и газообразном). От соотношения этих компонентов зависят многие свойства грунта.

В механике грунтов рассматриваются следующие механические грунтовые модели:

- однофазная грунт (сухой грунт);
- двухфазная (водонасыщенный грунт);
- трехфазная (неводонасыщенный грунт);
- четырехфазная (неводонасыщенный мерзлый грунт).

Все компоненты грунта находятся в сложном взаимодействии друг с другом и от характера этого взаимодействия во многом зависят свойства грунта. Поэтому для грунта, как многокомпонентной среды в первую очередь необходимо определить:

- свойства каждой фазы в отдельности;
- количественное соотношение (объемное, весовое) между фазами;
- характер взаимодействия между фазами.

В первую очередь рассмотрим свойства каждой фазы в отдельности.

### 2.3.1 Классификация твердых частиц

Во всех грунтах, кроме скальных, твердые частицы представляют собой систему минеральных зерен величиной от нескольких сантиметров до мельчайших частиц с размерами в сотые и тысячные доли мм. Они состоят из

*первичных* минералов (кварц, полевые шпаты, слюды, кальцит, доломит и др.) и *вторичных* минералов (каолинит, монтмориллонит, кремнезем и др.).

На прочностные и деформационные свойства в наибольшей степени оказывают влияние размеры минеральных частиц грунта. По размеру минеральные частицы принято классифицировать следующим образом:

Таблица 2.1 – Классификация твердых частиц

№ п/п	Наименование частиц	Поперечный размер (мм)	Примечания
1	<i>Галечные (щебень)</i>	<i>&gt;10 (20)</i>	<i>Классификация по шкале Сабанина (по скорости падения частиц в воде)</i>
2	<i>Гравелистые</i>	<i>2 ÷ 10 (20)</i>	
3	<i>Песчаные</i>	<i>0,05 ÷ 2</i>	
4	<i>Пылеватые</i>	<i>0,005 ÷ 0,05</i>	
5	<i>Глинистые</i>	<i>&lt;0,005</i>	

### 2.3.2 Свойства твердой фазы

Свойства твердых (минеральных) частиц зависят от размеров.

***Крупнообломочные частицы:***

***очень хорошо водопроницаемы; мало сжимаемы; мало чувствительны к воде*** (маловлажные или насыщенные водой сжимаются одинаково, набухание не происходит).

***Песчаные частицы***

***хорошо водопроницаемы; мало сжимаемы; не набухают, не пучат при промерзании*** (исключение: мелкие пески). Свойства частиц зависят от крупности и не зависят от минерального состава (преобладает кварц, полевой шпат, глауконит).

***Пылеватые частицы***

***малопрочны, неустойчивы по отношению к воде***, а при замачивании теряют связность и ***оплывают в откосах*** (потеря устойчивости). Некоторые виды ***набухаемы и сильно пучинисты***

Минералогический состав частиц оказывает некоторое влияние на свойства этих грунтов. Наличие зерен окислов придает связность ***связность***.

***Глинистые частицы*** – по химическому составу существенно отличаются от остальных (форма их чешуйчатая и игольчатая). Даже 3% глинистых фракций достаточно, чтобы грунт приобрел глинистые свойства: ***связность, пластичность, набухаемость, липкость, водонепроницаемость***.

Минералогический состав частиц оказывает существенное влияние на свойства.

Глинистые частицы являются **поверхностно-активными** коллоидными. Поверхностные силы оказывают большое влияние на их свойства.

С уменьшением размеров частиц увеличивается **удельная поверхность грунта** (суммарная поверхность всех частиц в  $1 \text{ см}^3$  грунта) и соответственно его активность.

Основные различия связных (глинистых) и сыпучих (песчаных) грунтов связаны главным образом отношением этих грунтов к воде:

1. По мере увеличения  $W$  глинистые грунты проходят три состояния: **твердое**, **пластичное** и **текучее**. Песчаные – два: **сыпучее** и **текучее**. Глинистые грунты с увеличением  $W$  ухудшают свои свойства медленно и есть время для спасения сооружений от аварии. В песках ухудшение свойств наступает мгновенно, что приводит к аварии

2. С изменением  $W$  глинистый грунт изменяется в объеме (набухание, усадка), а песчаный нет.

3. Сильновлажные глинистые грунты под нагрузкой дают медленно затухающую во времени осадку («вековая осадка» Пизанской башни), а пески деформируются сразу после приложения нагрузки. В течение строительного периода в песках происходит до 85-90% осадки, в глинистых грунтах - до 50%.

4. Песчаные грунты водопроницаемы во всех состояниях, а твердые и пластичные глинистые практически непроницаемы (пески – дренажи, глины – водоупор).

## 2.4 Вода в грунте

Жидкая фаза грунта представлена водой, которая покрывает минеральные частицы твердой фазы тонким слоем и заполняет поры грунта. При помощи простейших опытов можно показать, что количественное изменение воды при его увлажнении или высыхании существенно отражается на свойствах грунта. (Примеры: влажный песок и сухой песок, переувлажнённая глина и сухая глина).

Такое влияние влажности на прочностные и деформационные свойства обуславливается:

- дисперсным характером грунтов;
- высокой удельной поверхностью минеральных частиц грунта (к примеру, в глинах удельная поверхность достигает  $800 \text{ м}^2/\text{г}$ ).

Кроме того, влажность грунта не является постоянной величиной. Под воздействием различных факторов (при увлажнении, высушивании, механическом уплотнении и т.п.) она может значительно изменяться, и тем самым, могут изменяться и строительные свойства грунта. У минеральных грунтов пределы изменения влажности могут составить от  $w_{\min}=0$  до  $w_{\max}=0,5...1$

и больше единиц. В органогенных грунтах (торф, ил, сапрпель) влажность может достигать 3...10 единиц.

#### 2.4.1 Виды воды в грунте и их свойства

Свойства грунтов в значительной степени зависят от состава и содержания в них воды. Вода в грунте может находиться в следующих состояниях: **кристаллизационная, молекулярно-связная, свободная, лед, водяной пар.**

**Кристаллизационная** вода принимает участие в формировании кристаллизационных решеток минералов и находится внутри частиц грунта. Удаление этой воды путем длительного нагревания грунта может привести к разложению минералов и значительному изменению свойств грунта.

**Молекулярно-связная** (пленочная) — вода, адсорбированная на поверхности твердых частиц, создает вокруг них гидратные пленки.

Молекулы воды являются *диполями* один конец которого заряжен положительно, а другой отрицательно (рисунок 2.8).

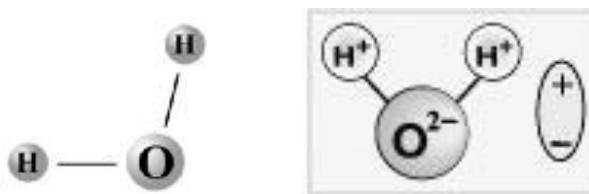
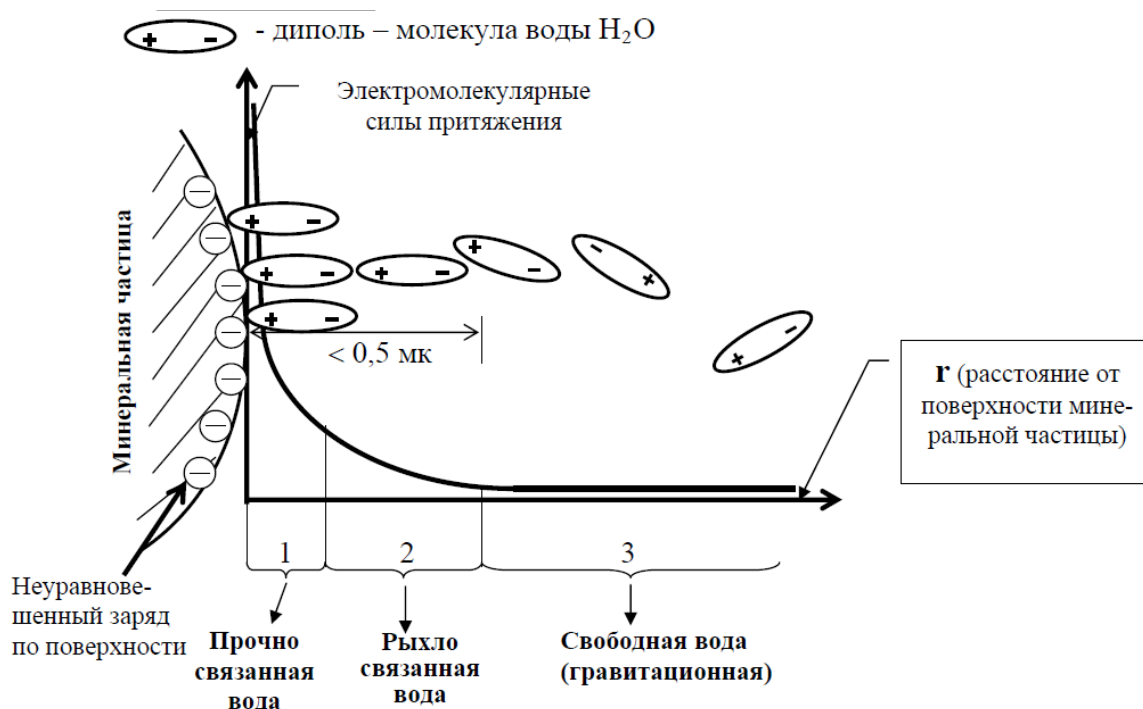


Рисунок 2.8 – Диполи воды

Минеральные зерна грунта в целом являются нейтрально заряженными частицами, но на их поверхности в очень тонком слое концентрируется, как правило, отрицательный заряд. *Диполи* воды, попадая в поле заряда поверхностного слоя частицы грунта, ориентируются согласно законам электромагнитного взаимодействия и притягиваются к частице.

В результате поверхность твердой частицы покрывается слоем молекул воды. Этот первый слой молекул воды, состоящий из упорядоченных *диполей* воды, на поверхности будет иметь также отрицательный заряд, который притягивает другие *диполи* воды образуя второй слой упорядоченных *диполей* и т.д. Таким образом, возникают достаточно стройные цепочки молекул воды, которые окружают частицу тонким слоем так называемой *связанной* воды (рисунок 2.9).



**Рисунок 2.9 – Связная вода в грунте**

Чем меньше размер частицы, тем удельная поверхность больше, больше связанной воды в грунтах. Связная вода условно делится на прочно- и рыхлосвязанную.

По свойствам прочносвязанная вода скорее соответствует твердому чем жидкому телу (силы взаимодействия между молекулами воды и поверхностью твердой частицы достигают 1000МПа, не замерзает до температуры  $-100^{\circ}\text{C}$ , имеет большую, чем свободная вода плотность (до  $2,4\text{г/см}^3$ ), обладает ползучестью, удалить практически невозможно).

Рыхлосвязанная вода — переходный слой от прочносвязной к свободной (замерзает при температуре  $-1^{\circ}\dots-3^{\circ}\text{C}$ , удаляется при температуре  $105^{\circ}\text{C}$ ).

Механические свойства молекулярно-связной воды:

1. Вязкость. Молекулярно-связная вода является вязкой жидкостью и создает сцепление в глинистом грунте. Чем тоньше пленка, тем больше вязкость и сцепление. С увеличением влажности сцепление уменьшается.

2. Липкость — способность влажного глинистого грунта прилипать к предметам. Зависит от грансостава, химико-минералогического состава

3. Усадка — уменьшение в объеме глинистого грунта при высыхании.

4. Набухаемость — увеличение в объеме глинистых грунтов при увлажнении за счет расклинивания слабо сжатых частиц с утолщением водных пленок.

При двойной толщине пленок, т.е.  $2 \times (0,25 - 0,5)$  микрон, вода становится свободной и достигается предел текучести.



5. Водонепроницаемость (слабая водопроницаемость) тоже объясняется наличием пленочной воды и её склеивающим эффектом за счет сил связности. Для сдвига пленочной воды относительно частицы грунта требуется усилие, которое сопоставимо с требуемым для среза свинца. Лишь при большом градиенте напора можно расклинить глинистые частицы и вода будет фильтровать.

6. Тиксотропность – свойство грунта разжижаться при динамических воздействиях, которым обладают пластичные глинистые грунты при влажности более предела раскатывания. С приближением к пределу текучести это свойство проявляется максимально. Тиксотропность связана с отрывом пленочной воды от частиц и переходом в свободную за счет динамических воздействий. При прекращении сотрясений восстанавливаются связи пленочной воды с частицами грунта.

Это свойство проявляется при забивке свай и виброуплотнении бетонизируемых фундаментов.

7. Температура замерзания пленочной воды – до  $-100^{\circ}\text{C}$ . В этой связи у глинистого грунта замерзает лишь часть воды и он в мерзлом состоянии находится в вязком состоянии. При переходе части воды в твердое состояние (лёд) освобождается часть поверхностных сил натяжения, появляется поверхностный потенциал, который может подтянуть некоторый объем воды, что способствует *пучению* глинистого грунта, т.е. увеличению его в объеме.

*Свободная вода* встречается в грунте в виде гравитационной и капиллярной. Перемещение гравитационной воды связано с силами тяжести. Капиллярная вода находится в растянутом состоянии и располагается выше гравитационной, заполняет поры грунта и удерживается в них силами капиллярного натяжения. Высота капиллярного поднятия зависит от размера и материала частиц. Предельная высота капиллярного поднятия в крупных песках до 3,5см, в средних — 35см, в мелких — 120см, в супесях — 350см, в суглинках — 650см. В глинах нет капиллярного поднятия, поскольку сцепление не пускает эту воду.

Капиллярное всасывание воды наблюдается и в зданиях не защищенных от увлажнения. В фундаментах и стенах здания вода может подняться на высоту одного этажа и является источником сырости в помещениях.

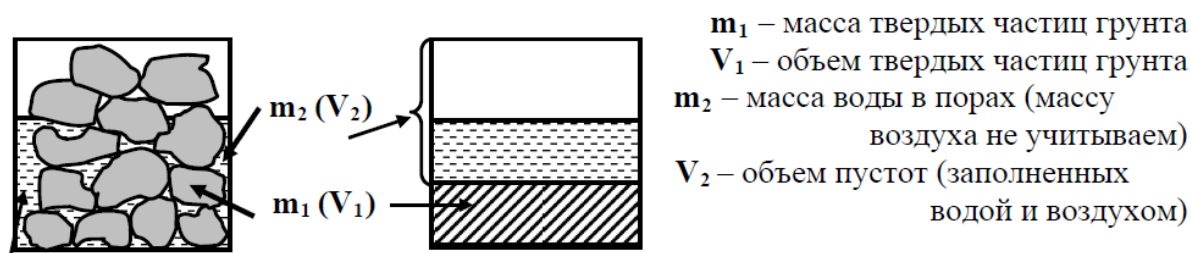
### ТЕМА 3. ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Грунт представляет собой *дисперсную* трехфазную среду, состоящую из минеральных мелкораздробленных частиц, жидкой фазы в виде свободной и связанной воды, и газообразной фазы в виде воздуха, заземленного в порах грунта и растворенного в воде. При этом свойства грунта как основания сооружений определяются свойствами каждой фазы в отдельности, *количественным соотношением* между фазами и характером взаимодействия их друг с другом.

#### 3.1 Физические характеристики грунтов

Для изучения свойств грунтов на стадии инженерно-геологических изысканий из шурфов и скважин отбирают образцы ненарушенной структуры. Затем в лабораторных условиях экспериментально определяют три основные характеристики: плотность грунта, плотность твердых частиц и весовую влажность.

Изобразим схему  $1 \text{ см}^3$  грунта ( $3^x$  фазная система).



Плотность грунта – отношение массы образца к его объему,

$$\rho = \frac{m_1 + m_2}{V_1 + V_2} \text{ (т/м}^3\text{)}. \quad (3.1)$$

Плотность твердых частиц грунта – отношение массы твердых частиц к их объему,

$$\rho_s = \frac{m_1}{V_1} \text{ (т/м}^3\text{)}. \quad (3.2)$$

Весовая влажность грунта равна отношению массы воды к массе твердых частиц.

$$W = \frac{m_2}{m_1} \% . \quad (3.3)$$

Плотность грунта определяется взвешиванием образца, взятого в режущее кольцо, парафинированием и другими методами. Плотность твердых частиц определяют с помощью пикнометра. Влажность устанавливают взвешиванием образца до и после высушивания при температуре 105°.

Вследствие неоднородности грунтов и ошибок при измерениях величины  $\rho$ ,  $\rho_s$  и  $W$  находят многократно и полученные результаты обрабатывают методами математической статистики.

### *Вычисляемые характеристики грунтов*

Зная величины  $\rho$ ,  $\rho_s$  и  $W$  можно путем вычислений определить следующие характеристики.

Плотность сухого грунта  $\rho_d$  - отношение массы сухого грунта к занимаемому грунтом объему, т/м<sup>3</sup>

$$\rho_d = \frac{m_1}{V_1 + V_2} = \frac{\rho}{1 + 0,01W} . \quad (3.4)$$

Пористость  $n$  - отношение объема пор в образце грунта к объему самого образца, %

$$n = \frac{V_2}{V_1 + V_2} = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} \cdot 100\% . \quad (3.5)$$

Коэффициент пористости  $e$  - отношение объема пор к объему твердых частиц

$$e = \frac{V_2}{V_1} = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} . \quad (3.6)$$

$$n = \frac{e}{1 + e} ; \quad (3.7)$$

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad (3.8)$$

## *Характеристики физического состояния грунтов*

Состояние песчаных грунтов по водонасыщенности оценивается по **степени влажности**  $S_r$ , равной отношению естественной влажности грунта  $W$  к полной влагоемкости  $W_{sat}$  ( $W_{sat}$  – влажность при полном заполнении пор водой).

$$S_r = W / W_{sat} \quad (3.9)$$

$$W_{sat} = e\rho_w / \rho_s \quad (3.10)$$

$$S_r = \frac{0,01W\rho_s}{e\rho_w} \quad (3.11)$$

( $\rho_w$  - плотность воды, равная  $1,0 \text{ т/м}^3$ ).

По степени влажности различают пески:

маловлажные	$0 < S_r \leq 0,5$
влажные	$0,5 < S_r \leq 0,8$
насыщенные водой	$0,8 < S_r \leq 1$

### **Показатель плотности**

$$I_D = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min}) \quad (3.12)$$

$e_{max}$  – коэффициент пористости грунта в самом рыхлом его состоянии

$e_{min}$  – коэффициент пористости грунтов в самом плотном его состоянии

$e$  – коэффициент пористости грунтов в естественном состоянии

Если

$0 \leq I_D \leq 1/3$ – рыхлое состояние	$R \approx 0$ (строить нельзя)
$1/3 \leq I_D < 2/3$ – средняя плотность	$R \approx 0,25 \text{ МПа}$
$2/3 < I_D \leq 1$ – плотное состояние	$R \approx 0,5 \text{ МПа}$

### **Показатель текучести**

Пылевато-глинистые грунты могут изменять консистенцию от твердой до текучей. Наименование глинистых грунтов и их состояние определяется по числу пластичности  $J_p$  и показателю текучести  $J_L$ .

$$J_P = W_L - W_P, \quad (3.13)$$

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P}. \quad (3.14)$$

Здесь  $W$  - природная влажность, %;

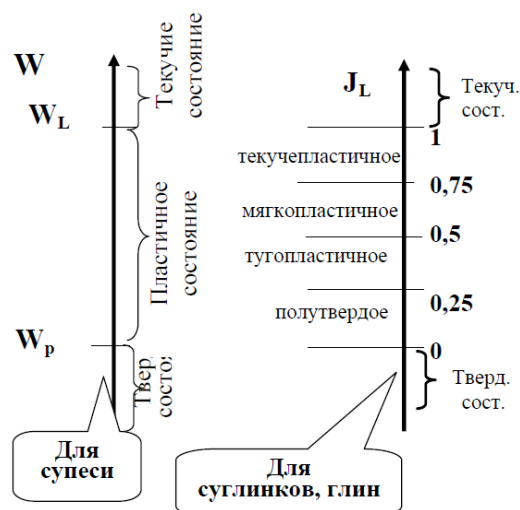
$W_L$  - влажность на границе текучести, соответствует такой влажности, при незначительном увеличении которой, грунт переходит в текучее состояние, %. Это влажность при которой стандартный конус погружается в образец на глубину 10мм.

$W_P$  - влажность на границе раскатывания, соответствует такой влажности, при незначительном уменьшении которой, грунт переходит в твердое состояние %. Это влажность, при которой грунт теряет способность раскатываться в шнур диаметром 2-3мм.

Число пластичности  $I_P$  используется для установления наименования пылеватого-глинистого грунта:

- супеси ( $0,01 \leq I_P \leq 0,07$ );
- суглинки ( $0,07 < I_P \leq 0,17$ );
- глины ( $0,17 < I_P$ ).

По показателю текучести  $J_L$  можно установить состояние (консистенцию) глинистого грунта.



**Рисунок 3.1 – Схема для определения консистенции глинистого грунта**

**Содержание органической примеси (степень заторфованности)  $I_{om}$**  - отношение массы органического вещества в образце абсолютно сухого грунта к массе грунта.

$$I_{om} = \frac{m_{om}}{m - m_{om}} \quad (3.15)$$

где  $m_{om}$  - масса фактической примеси, определяемой методом сухового сжигания, оксидиметрическим методом.

### **3.2 Анализ гранулометрического состава песчаных грунтов.**

В природных условиях грунты представляют собой смесь частиц самых различных диаметров. Основным классифицирующим признаком дисперсных пород является *гранулометрический* состав грунта, показывающий, какой размер минеральных частиц преобладает в данной породе.

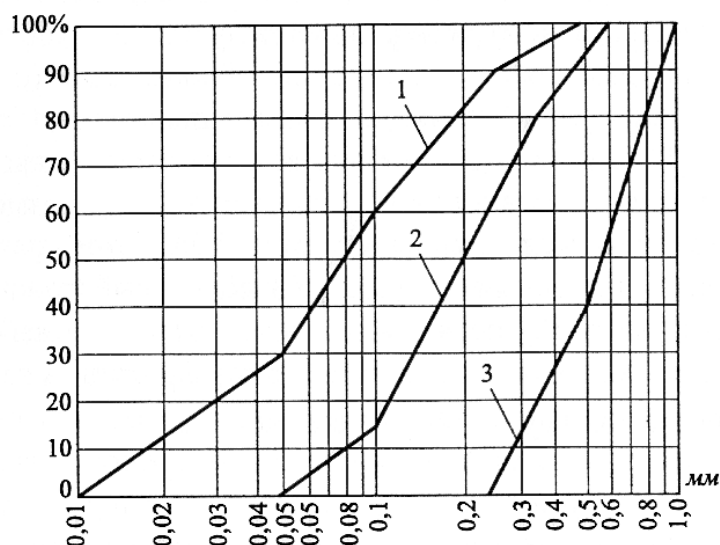
**Гранулометрический состав** - содержание по массе групп частиц (фракций) грунта различного размера по отношению к общей массе абсолютно сухого грунта.

Определение гранулометрического состава крупнообломочных и песчаных грунтов выполняют методом разделения частиц по характерным диаметрам при помощи набора сит. Разделение пылеватых и глинистых частиц выполняют ареометрическим или пипеточными методами.

По гранулометрическому составу выделяют следующие подгруппы грунтов (в скобках указаны преобладающие размеры частиц и их процентное содержание по массе):

- валунный (> 200мм > 50%);
- галечниковый (> 10мм > 50%);
- гравийный (> 2мм > 50%);
- песок (>2мм <50% и >0.1мм <75%);
- пылеватые грунты;
- глинистые грунты.

Другим показателем, характеризующим гранулометрический состав, является *степень неоднородности*. Степень неоднородности оценивается по кривой гранулометрического состава (рисунок 3.2) и показывает насколько отличаются содержания фракций различного диаметра.



1 – песок пылеватый; 2 – песок мелкий; 3 – песок крупный

**Рисунок 3.2 – Кривая гранулометрического состава**

Данная кривая строится в полулогарифмических координатах, где на оси абсцисс откладываются десятичные логарифмы характерных диаметров фракций, а на оси ординат процентное содержание по массе частиц диаметром меньше характерного диаметра.

По кривой грансостава определяются величины  $d_{50}$ ,  $d_{95}$ ,  $d_5$  – диаметры, меньше которых в грунте соответственно 50%, 95% и 5% по массе.

Максимальная степень неоднородности определяет из выражения:

$$U_{\max} = d_{50} \frac{d_{95}}{d_5}$$

В зависимости от величины  $U_{\max}$  грунты подразделяются на:

- однородные;
- среднеоднородные;
- неоднородные;
- повышенной неоднородности.

### 3.3 Классификация грунтов и их основные компоненты

Классификация грунтов систематизирует все многообразие грунтовых отложений по определенным классификационным признакам. Это позволяет найти место в классификационной системе для любой разновидности грунта, определить его название, которое будет понятным для любого инженера.

Классификация грунтов производится по *классу, группе, подгруппе, типу, виду и разновидности*.

**Класс** объединяет грунты по характеру структурных связей. Выделяют два класса грунтов – скальные и нескальные.

**Группа** объединяет грунты по происхождению генетического порядка. Скальные грунты по группе бывают магматические, метаморфические, осадочные цементированные, искусственные. Нескальные – осадочные нецементированные и искусственные.

**Подгруппа** объединяет грунты по условиям формирования. Среди осадочных нецементированных пород наиболее распространенными являются крупнообломочные, песчаные, пылевато-глинистые.

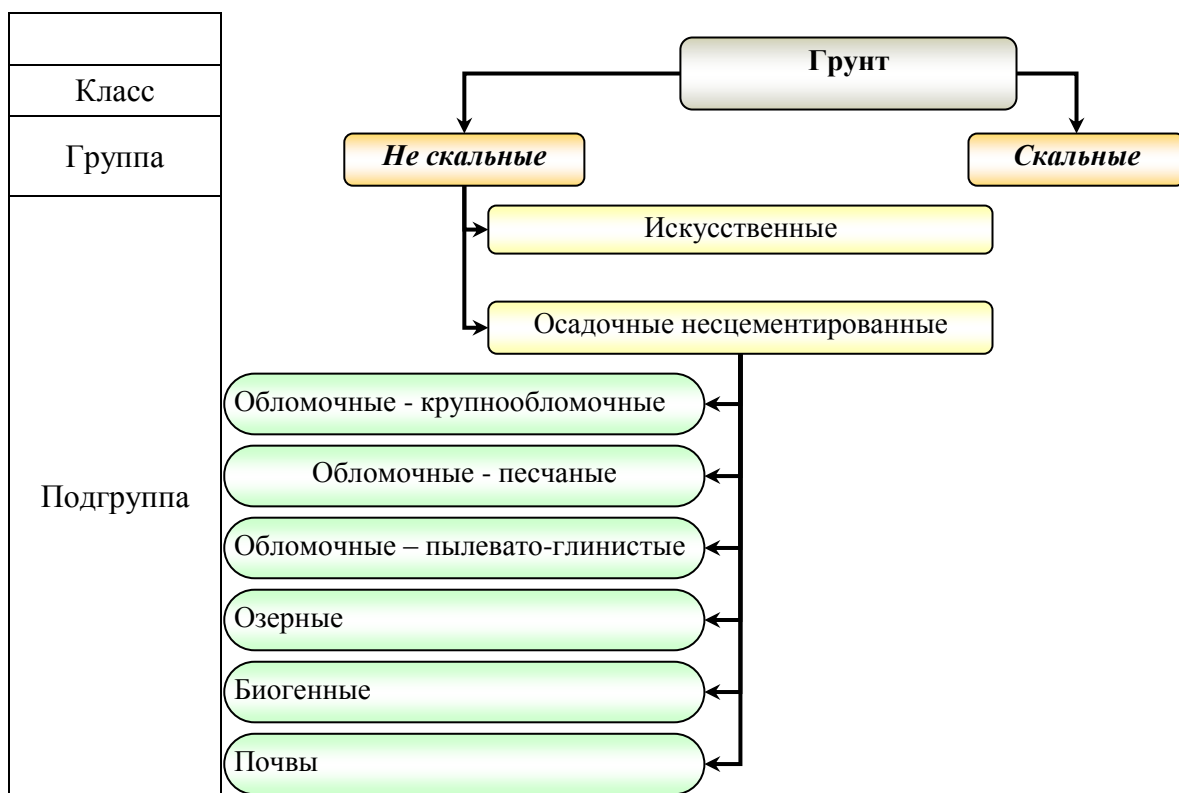
**Тип** грунта определяется по различным классификационным признакам. В первую очередь по грансоставу, степени неоднородности, числу пластичности.

**Вид** грунта определяется по содержанию включений, содержанию органических включений, коэффициенту пористости и т.д.

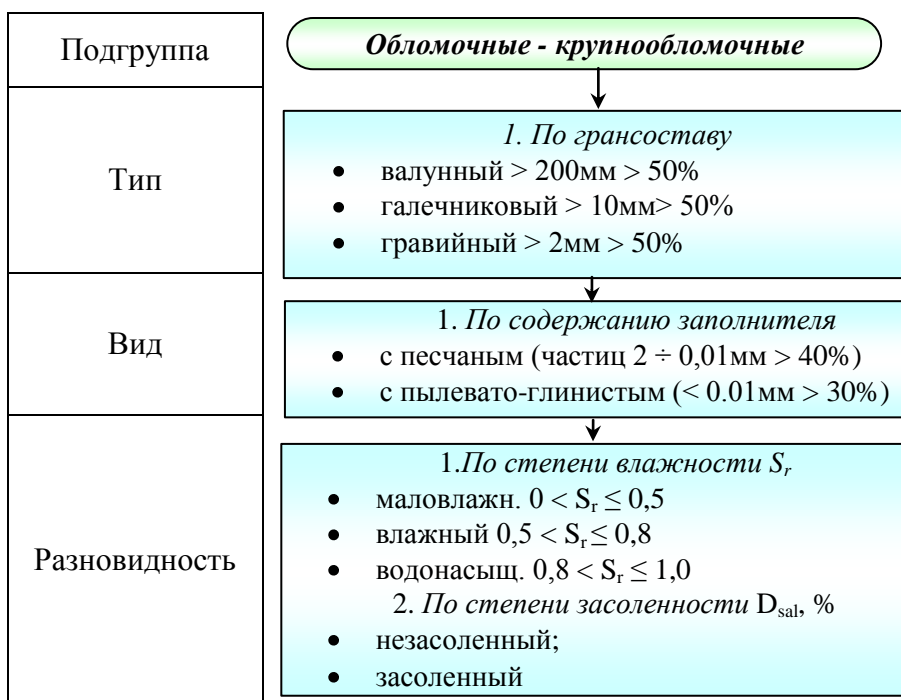
**Разновидность** – по прочности и по физическому состоянию.

Ниже (рис.3.3 – 3.6) приведена структура классификации грунтов, составленная для нескальных осадочно-нецементированных пород.





**Рисунок 3.3 – Краткая классификация грунтов по СТБ 943-93**



**Рисунок 3.4 – Краткая классификация обломочно-крупнообломочных грунтов по СТБ 943-93**

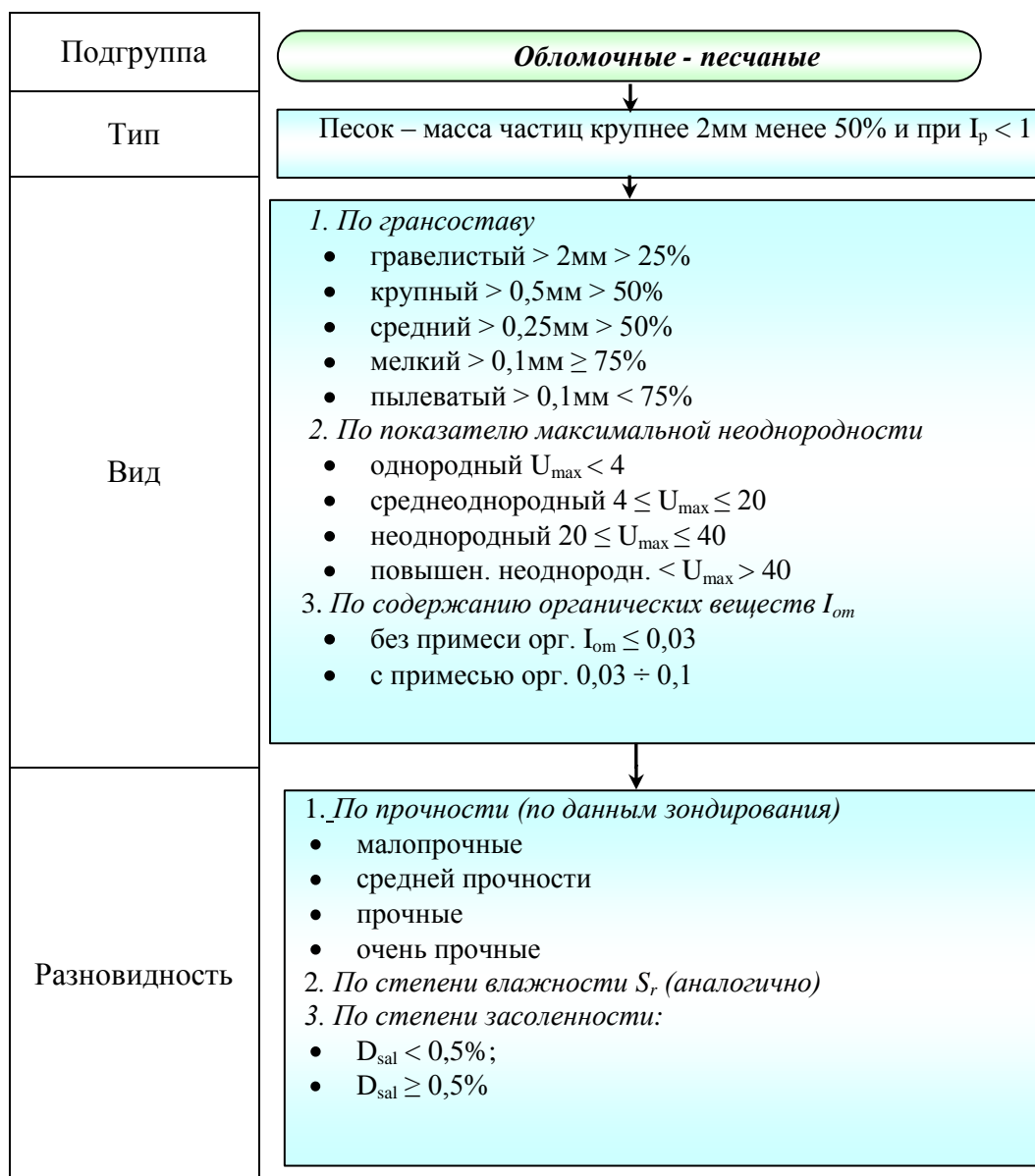
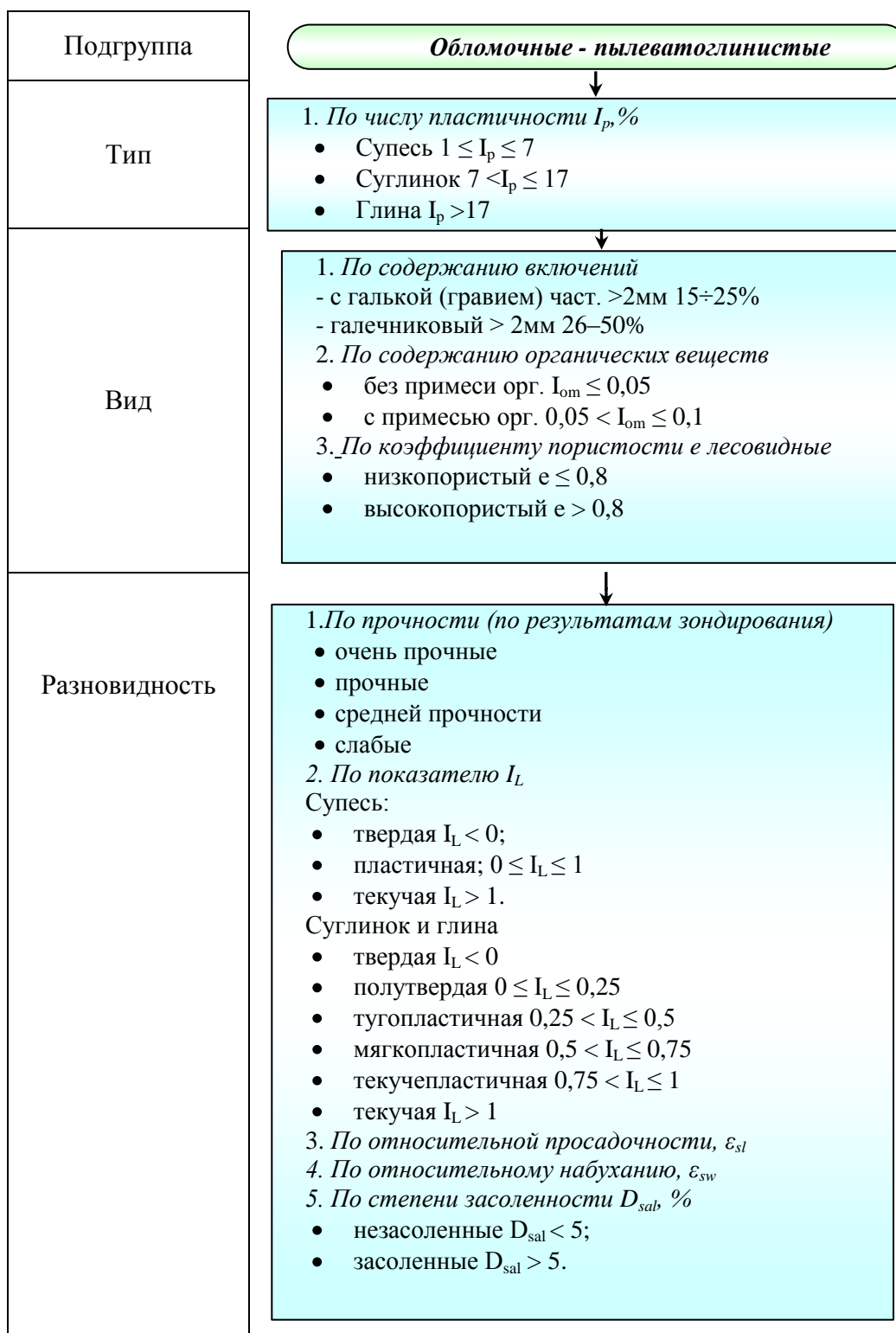


Рисунок 3.5 – Краткая классификация обломочно-песчаных грунтов по СТБ 943-



**Рисунок 3.6 – Краткая классификация обломочных пылевато-глинистых грунтов по СТБ 943-93**

## ТЕМА 4. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТОВ

### 4.1 Особенности механических свойств грунтов как дисперсной среды

Основной особенностью грунтов является то, что твердые минеральные породы занимают не весь объем и грунты обладают пористостью, вследствие чего их деформируемость существенно отличается от сплошных тел, рассматриваемых в курсе сопротивления материалов и строительной механики. При действии внешних сил возникают деформации как за счет сжатия частиц грунта, так и за счет их взаимного перемещения.

Под механическими свойствами подразумеваются прочностные и деформационные свойства грунта.

**Прочностные свойства грунта** – характеризуют силы сопротивления грунта сдвигу при действии на него внешних силовых воздействий.

**Деформационные свойства** грунта характеризуют способность грунта изменять объем и форму по мере передачи на него давления.

### 4.2 Основные закономерности механики грунтов

Расчет оснований и фундаментов выполняется с использованием законов механики грунтов, которые, как правило, формулируются на основании анализа результатов экспериментальных исследований. Законы механики грунтов устанавливают зависимость между различными параметрами механического состояния грунта. К примеру, между напряжениями и деформациями, между касательными и нормальными напряжениями, между скоростью фильтрации воды через грунт и градиентом напора.

Основные закономерности механики грунтов, свойства, которые они описывают и характеризующие механические свойства показатели сведены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Основные закономерности механики грунтов

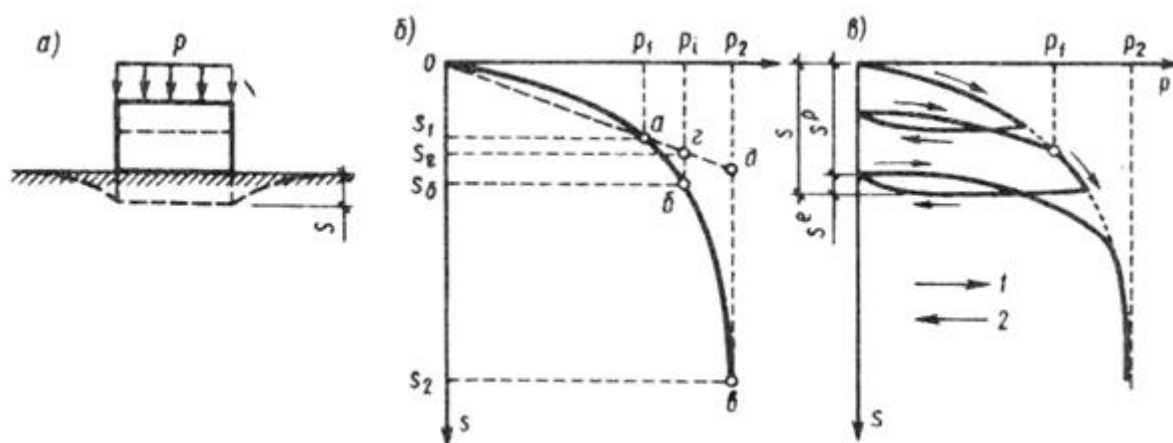
Свойство	Закон	Показатели	Применение
----------	-------	------------	------------

1. Деформационные свойства	<b>Закон уплотнения</b>	$m_v$ - коэффициент относительной сжимаемости, $E_0$ - модуль общих деформаций	При расчёте оснований по второй группе предельных состояний или по деформациям
2. Прочностные свойства	<b>Закон Кулона</b>	$\varphi$ - угол внутреннего трения, $c$ - удельное сцепление	При расчёте устойчивости основания, 1-я группа пред. состояний
3. Водопроницаемость	<b>Закон Дарси</b>	$k_f$ - коэффициент фильтрации, $c_v$ - коэффициент консолидации	Расчёт осадок основания во времени, другие фильтрационные расчеты

### 4.3 Сжимаемость грунтов

При сжатии образца грунта теоретически должен уменьшаться объем всех трех его компонентов: твердых частиц, воды и газов. Однако сжимающие напряжения в основании сооружений относительно небольшие, и можно считать, что изменение объема грунта при сжатии происходит из-за изменения объема пор.

Деформация грунта состоит из упругой и остаточной (рисунок 1).



1 – схема приложения нагрузки; 2 – при нагружении; 3 – при нагружении – разгрузении.

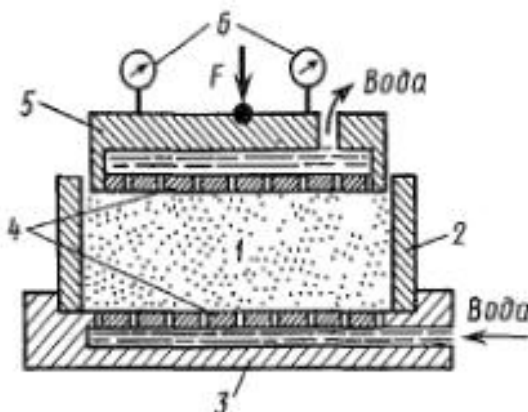
**Рисунок 4.1 – Графики зависимости осадки штампа  $s$  от давления по подошве  $p$**

Упругая, возникает вследствие упругих деформаций частиц, пленок воды и пузырьков воздуха. Остаточная деформация происходит в результате сдвигов и переуконплектации отдельных частиц грунта, а также разрушения частиц, особенно в местах контакта.

Остаточные деформации приводят к уплотнению грунта. Деформации уплотнения глинистых водонасыщенных грунтов часто протекают медленно во времени. Это объясняется тем, что при уплотнении из пор должна быть выдавлена вода, и вследствие малой водопроницаемости глинистых грунтов этот процесс продолжается длительное время.

#### 4.4 Компрессионные испытания грунтов в одометре. Компрессионная зависимость

Образец грунта помещается в металлическое кольцо одометра высотой  $h$ . Кольцо устанавливается на фильтрующее днище. На поршень одометра прикладывается давление  $p$  и высота образца уменьшается вследствие уменьшения пористости грунта (рисунок 4.2).



1 – грунт; 2 – металлическое кольцо; 3 – днище; 4 – отверстия в днище и поршне; 5 – поршень; 6 – индикаторы для измерения перемещений.

**Рисунок 4.2 – Принципиальная схема компрессионного прибора (одометра)**

Изменение пористости  $\Delta n$  определяется по формуле

$$\Delta n = sA / hA = s / h \quad (4.1)$$

$s$  — осадка от давления  $p$  (рисунок 4.3);

$A$  — площадь кольца.

Объем твердых частиц в единице объема образца составляет:

$$m = 1 / (1 + e_0) \quad (4.2)$$

Делением левой и правой части формулы (4.1) на выражение (4.2) получим изменение коэффициента пористости образца грунта  $\Delta e$  под давлением  $p$ :

$$\Delta e = (1 + e_0)s/h$$

$$e = e_0 - (1 + e_0)s/h \quad (4.3)$$

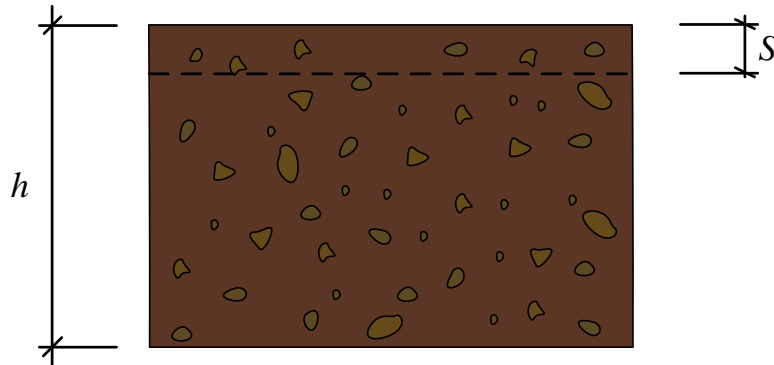


Рисунок 4.3 – Схема деформирования образца грунта в компрессионном приборе

По зависимости (4.3) построим кривую  $e-p$  для грунтов не обладающих структурной прочностью (рисунок 4.4). Кривую зависимости коэффициента пористости от давления называют **компрессионной кривой** (ветвь сжатия). Закономерность изменения коэффициента пористости установлена К. Терцаги.

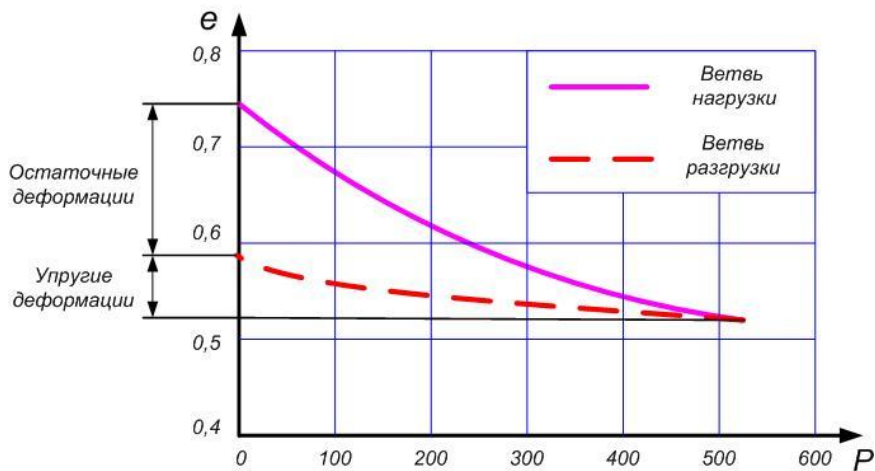
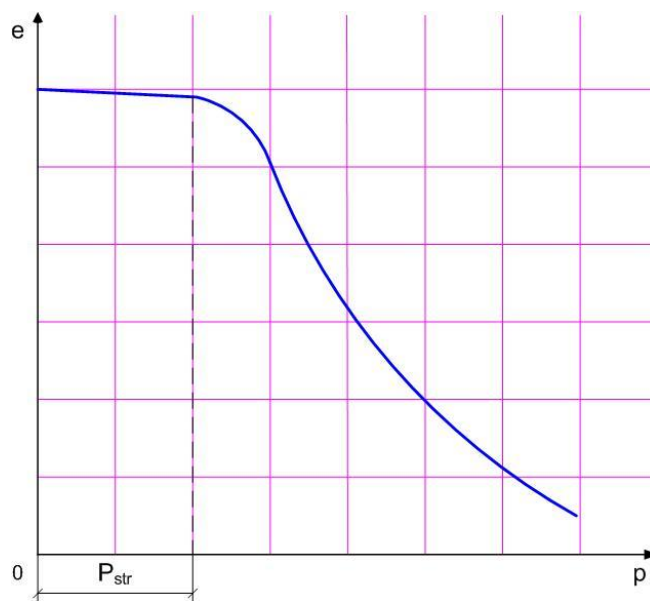


Рисунок 4.4 – Общий вид компрессионной кривой

При разгрузке образца будет наблюдаться обратный процесс — увеличение объема грунта (ветвь набухания). Расположение ветви набухания ниже ветви сжатия свидетельствует о том, что грунт обладает значительной остаточной деформацией уплотнения. После снятия нагрузки образец не может занять первоначальный объем вследствие смещения частиц, их разрушения и установлении новых связей.

Данная кривая  $e=f(p)$  характерна для песчаных грунтов и глинистых нарушенной структуры. Глинистые грунты природного сложения уплотнены давлением вышележащих слоев. В результате этого уплотнения частицы сближались и между ними усиливались водно-коллоидные связи, а со временем возникали и хрупкие кристаллизационные. Суммарно эти связи придают грунту **структурную прочность**  $p_{str}$  (рисунок 4.5). При давлениях на образец  $p < p_{str}$  оно воспринимается водно-коллоидными и кристаллизационными связями. Процесс уплотнения грунта практически не развивается. При давлении  $p > p_{str}$  происходит уплотнение грунта. Значение  $p_{str}$  изменяется в широких пределах от 0,01МПа у слабых водонасыщенных до 0,2МПа для маловлажных глинистых грунтов.



**Рисунок 4.5 – Компрессионная кривая с учетом структурной прочности грунта**

#### 4.5 Закон уплотнения

В пределах сравнительно небольших изменений давления от  $p_1$  (природное давление  $p_1=gh$ ) до значения  $p_2$  (давление после возведения сооружения) компрессионная кривая близка к секущей прямой  $AB$  (рисунок 4.6). Уравнение этой прямой:

$$e = e_0 - p \cdot tg\alpha \quad (4.4)$$

где  $tg\alpha = m_0 = \Delta e / \Delta p$  — коэффициент сжимаемости,  $МПа^{-1}$ .



Коэффициент сжимаемости  $m_0$  — отношение изменения коэффициента пористости к разнице давлений.

$$e = e_0 - m_0 p \quad (4.5)$$

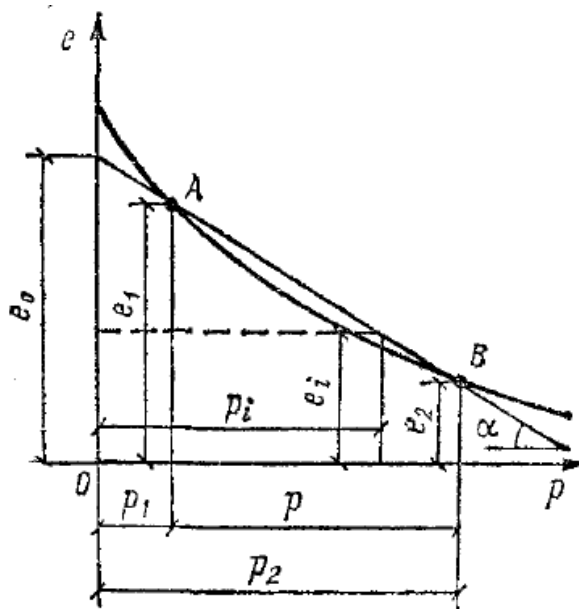


Рисунок 4.6 – Компрессионная зависимость для определения коэффициента сжимаемости грунта

Дифференцируя выражение (4.5) получим закон уплотнения:

$$de = -m_0 dp \quad (4.6)$$

Закон уплотнения: *Изменение коэффициента пористости грунта прямо пропорционально изменению давления.*

Если секущая  $AB$  близка к экспериментальной кривой и величина  $p$  относительно невелика, можно принять начальный параметр прямой  $e_0$  равным начальному коэффициенту пористости. Из сопоставления выражений (4.3) и (4.5) и проведя преобразования получим:

$$m_0 / (1 + e_0) = s / (hp) \quad (4.7)$$

Левая часть выражения называется коэффициентом относительной сжимаемости (относительная деформация на единицу давления):

$$m_v = m_0 / (1 + e_0) = s / (hp), \text{ МПа}^{-1} \quad (4.8)$$

$$m_v p = s/h = \varepsilon_z, \quad (4.9)$$

Относительная деформация грунта  $\varepsilon_z$  прямо пропорциональна изменению давления. Следовательно, при относительно небольших величинах напряжений грунт можно считать линейно деформируемым телом.

#### 4.6 Определение модуля деформации грунта

В качестве деформационной характеристики при линейной зависимости между напряжениями и деформациями используют модуль *деформации грунта*  $E$ , характеризующий упругие и остаточные деформации. Его определяют по:

- компрессионной зависимости,
- испытание грунта статической нагрузкой,
- статическим и динамическим зондированием,
- с помощью прессиометров,
- по физическим характеристикам грунта.

##### 4.6.1 Определение модуля деформации с помощью компрессионной кривой

Модуль деформации находят, используя выражение для вертикальной относительной деформации при объемном сжатии (закон Гука):

$$\varepsilon_z = \sigma_z / E - (\nu / E)(\sigma_x + \sigma_y) \quad (4.10)$$

Где  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  горизонтальные напряжения, развивающиеся в образце.

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi p \quad (4.11)$$

Где  $\xi$  — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя;  
 $\nu$  — коэффициент бокового расширения грунта (коэффициент Пуассона).

$$\xi = \nu / (1 - \nu)$$

Приравняв левую часть равенства (4.9) и правую часть равенства (4.10) с учетом  $\sigma_z = p$  согласно выражению (4.11) получим:

$$m_v p = p / E \left[ 1 - 2\nu^2 / (1 - \nu) \right] \quad (4.12)$$

Обозначив  $\beta = 1 - 2\nu^2 / (1 - \nu)$

$m_v = \beta / E$  или

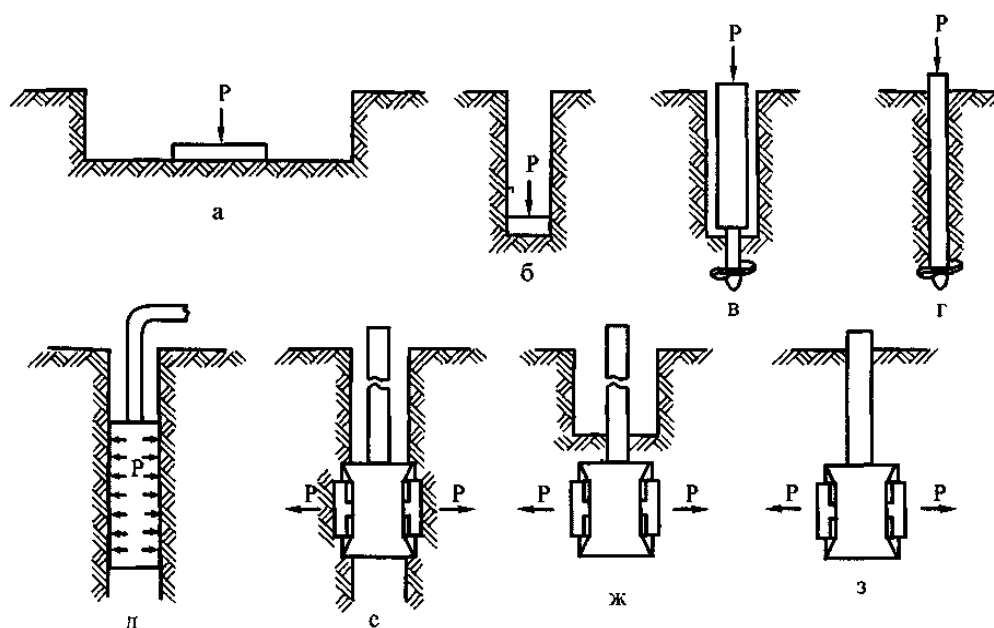
$$E = \beta / m_v \quad (4.13)$$

$$E = \frac{1 + e_0}{m} \beta \quad (4.14)$$

Значение модуля деформации грунта, найденное с помощью компрессионной кривой, иногда существенно отличается от действительного. Испытания проводятся с образцами частично нарушенной структуры, что ведет к занижению модуля деформации. По этой причине деформируемость грунтов лучше исследовать путем испытаний статической нагрузкой.

#### 4.6.2 Определение модуля деформации грунта статической нагрузкой

Испытание грунта штампом или прессиометром проводят в полевых условиях (рисунок 4.7). Преимущество данного метода заключается в том, что в этом случае грунт испытывается в условиях природного залегания и, следовательно, ненарушенной структуры. Данные, полученные в ходе штамповых или прессиометрических испытаний, считаются наиболее достоверными.



а — плоским штампом в шурфе или дудке; б — плоским штампом в забое буровой скважины; в — винтовым штампом ниже забоя буровой скважины; г — винтовым штампом в массиве; д —

радиальным прессиомером; е — лопастным прессиомером в стенке скважины; ж — лопастным прессиомером ниже забоя буровой скважины; з — лопастным прессиомером в массиве;

**Рисунок 4.7 – Способы определения модуля деформации грунта статической нагрузкой**

**Штамп** – это уменьшенная модель жесткого фундамента, представляющая собой металлическую плиту квадратного или круглого в плане сечения. Площадь штампа устанавливается ГОСТом или СТБ (600, 1000, 2500, 5000 см<sup>2</sup>).

Жесткий штамп устанавливают а дно шурфа или скважины. На штамп прикладывается нагрузка ступенями и строится график зависимости осадки от давления на грунт  $s=f(p)$  (рисунок 4.8). По графику в пределах прямолинейного участка модуль деформации определяется по формуле:

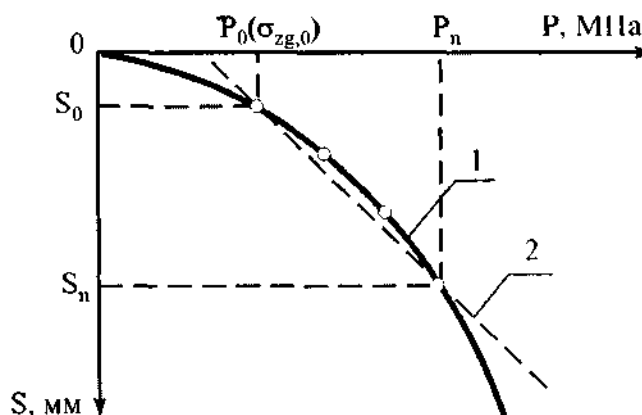
$$E = \omega d(1 - \nu^2) \Delta p / \Delta s \tag{4.15}$$

$\omega=0,8$  для круглых жестких штампов;

$d$  — диаметр штампа;

$\Delta p$  — приращение давления на линейном участке графика;

$\Delta s$  — приращение осадки штампа при изменении давления  $\Delta p$ .



1 — линейная часть графика; 2 — осредняющая прямая

**Рисунок 4.8 – График зависимости осадки штампа от давления  $S = f(p)$**

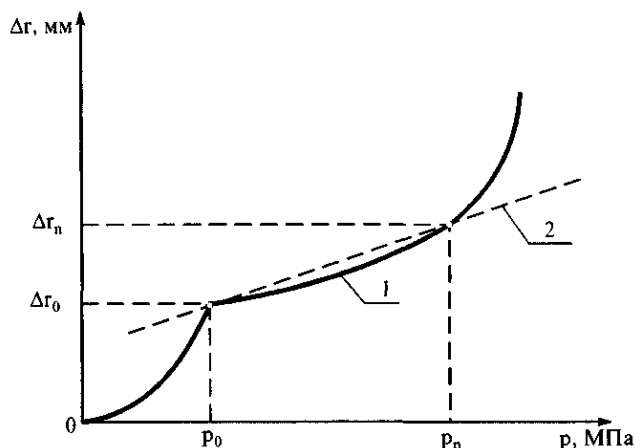
**Определение модуля деформации с помощью прессиометра.**

Прессиометрические испытания заключаются в бурении скважины в которую опускается радиальный или лопастной прессиомер.

**Радиальный прессиомер** это резиновый цилиндрический баллон, заполненный жидкостью. При увеличении давления в баллоне стенки скважины уплотняются. По данным испытаний строят график зависимости перемещения стенки скважины от давления  $\Delta r = f(p)$  (рисунок 4.9).

На графике проводят осредняющую прямую методом наименьших квадратов или графическим методом. За начальные значения ( $p_0$ ) и ( $\Delta r_0$ ) принимают значения, соответствующие моменту полного обжатия неровностей стенок скважины — началу линейного участка графика.

За конечные значения ( $p_n$ ) и ( $\Delta r_n$ ) принимают значения, соответствующие точке, ограничивающей линейный участок графика.



1 — линейная часть графика; 2 — осредняющая прямая  
**Рисунок 4.9 – График зависимости перемещения стенки скважины от давления  $\Delta r = f(p)$**

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

$$E = K_r r_0 \frac{\Delta p}{\Delta r}, \quad (4.16)$$

- где  $K_r$  — корректирующий коэффициент;
- $r_0$  — радиус скважины, равный ( $r_{рг} + \Delta r_0$ );
- $r_{рг}$  — радиус прессиометра, см;
- $\Delta r_0$  — приращение радиуса прессиометра, соответствующее  $p_0$ , см;
- $\Delta p$  — приращение давления на стенку скважины;
- $\Delta r$  — приращение перемещения стенки скважины, соответствующее ( $\Delta p$ ).

**Лопастной прессиометр** представляет собой наконечник состоящий из двух жестких штампов-лопастей, прямоугольной формы, расположенных симметрично относительно оси наконечника, и направляющего стакана, оборудованного устройствами для создания и измерения давления и перемещения штампов-лопастей.

Модуль деформации определяют по результатам нагружения грунта горизонтальной нагрузкой.

Модуль деформации грунта ( $E$ ), МПа, вычисляют для линейного участка графика  $u = f(p)$  (рисунок 4.10) по формуле:

$$E = K_l \omega \left( 1 - \nu^2 \right) \frac{\Delta p}{\Delta u} \quad (4.17)$$

где  $K_l$  — корректирующий коэффициент;

$\nu$  — коэффициент Пуассона;

$b$  — ширина штампа-лопасти, см;

$\omega$  — коэффициент, принимаемый в зависимости от отношения  $l/b$ ;

$\Delta p$  — приращение давления на штамп-лопасть между двумя точками, взятыми на осредняющей прямой, МПа;

$\Delta u$  — приращение перемещения штампа-лопасти, соответствующее ( $\Delta p$ ), см.

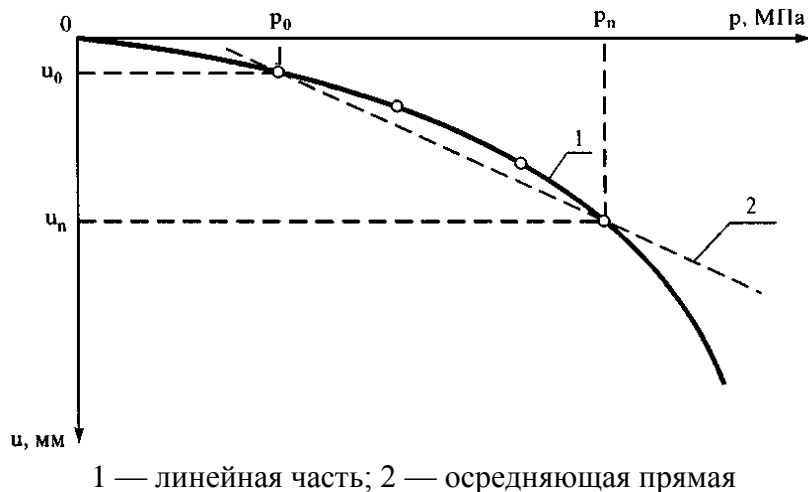


Рисунок 4.10 – График зависимости перемещения штампа-лопасти от давления  $u = f(p)$

### 4.6.3 Определение модуля деформации по данным статического и динамического зондирования

**Зондирование** — метод полевых исследований грунтов, основанный на принудительном погружении зонда в грунт основания с одновременным измерением значений сопротивления грунта под наконечником и боковой поверхностью зонда.

Определение физико-механических характеристик грунтов оснований по результатам зондирования выполняется с соответствии с ТКП 45-5.01-15-2005 «Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным статического зондирования и пенетрационного каротажа. Правила определения». Модуль деформации песчаных грунтов принимается по



## ТЕМА 5. СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТА СДВИГУ

### 5.1 Понятие прочности грунта

Многочисленные исследования характера разрушения грунтового массива показали, что при достижении предельного состояния в дисперсной среде возникают значительные области сдвига, которые приводят к *потере устойчивости* основания.

На рисунках 5.1 и 5.2 приведены наиболее характерные случаи потери устойчивости грунтового массива.

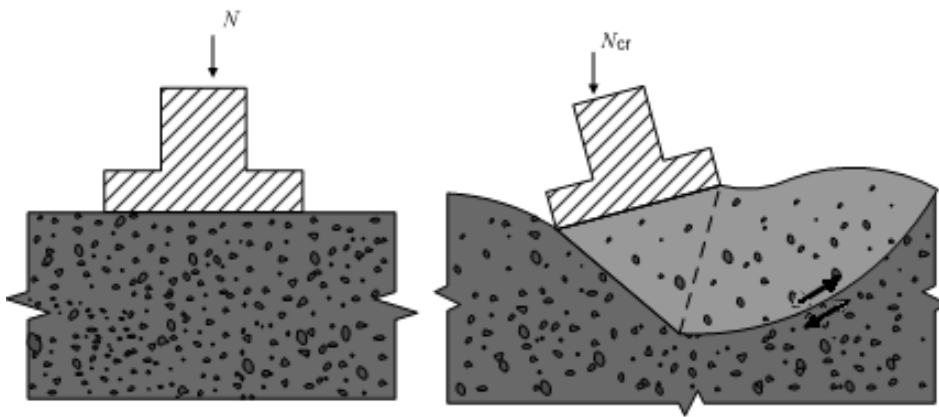


Рисунок 5.1 – Схема потери устойчивости грунтового основания фундамента

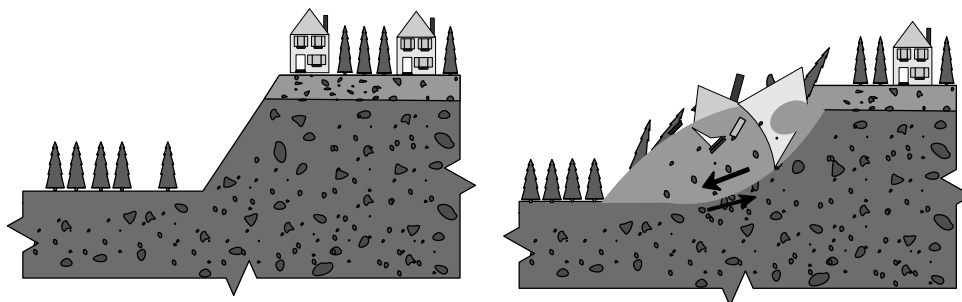


Рисунок 5.2 – Схема потери устойчивости откоса

И в том и другом случае при *потере устойчивости* происходит *сдвиг* одной части относительно другой.

Таким образом, в основании фундаментов при достижении предельной нагрузки возникают области с максимальными касательными напряжениями, образующие сплошную поверхность скольжения. В этот момент происходит потеря устойчивости основания, сопровождающаяся просадкой фундамента.



При потере устойчивости откоса также образуется поверхность скольжения по которой часть грунта сползает или обрушается, приводя к серьезным аварийным последствиям.

Поэтому, понятие прочности грунта, его прочностные свойства напрямую связаны с сопротивлением грунта сдвигу

Еще в 18 веке французским ученым Ш.Кулоном было показано, что сопротивление дисперсной среды сдвигу обеспечивается:

- *трением между частицами грунта;*
- *структурными связями между частицами грунта;*

*Трение между частицами грунта* зависит от целого ряда факторов среди которых можно выделить: минеральный и гранулометрический состав грунт; влажность грунта; окатанность зерен грунта. Из курса физики также известно, что сила трения между твердыми телами (в данном случае между частицами грунта) зависит от величины нормальной силы прижимающей эти тела друг другу.

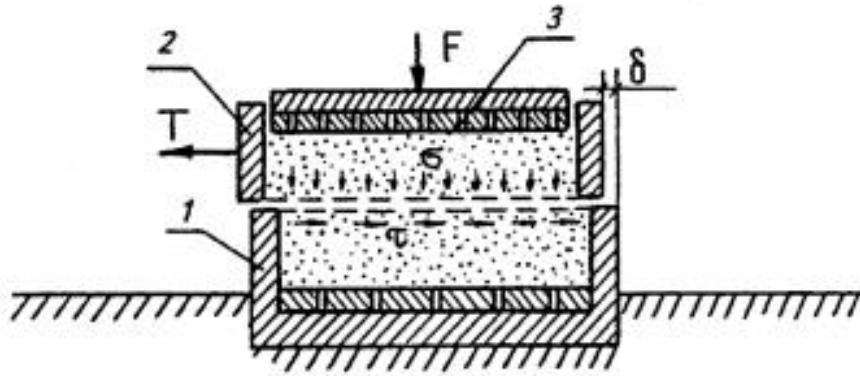
*Структурные связи* (кристаллизационные и водно-коллоидные) зависят от геоморфологических особенностей грунта, грансостава, наличия и толщины пленки связанной воды. Структурные связи и силы зацепления в сумме образуют силы сцепления между частицами грунта, играющие огромную роль в формировании его прочностных свойств.

Именно *трение* и *сцепление* между частицами грунта позволяют мелкозернистой дисперсной среде сопротивляться воздействию внешних нагрузок и, следовательно, служить надежным основанием зданий и сооружений.

## **5.2 Испытание грунтов на сдвиг в приборе одноплоскостного среза. Закон Кулона**

При испытании грунтов на сдвиг при прямом срезе наибольший интерес для практики представляет предельное сопротивление сдвигу, при котором возникают площадки скольжения и нарушается сплошность грунта.

В сдвиговом приборе (рисунок 5.3) грунт подвергается воздействию постепенно возрастающей горизонтальной нагрузки до развития незатухающего скольжения грунта по грунту. По максимальной нагрузке  $T$ ,  $кН$  определяется предельное сопротивление грунта сдвигу  $\tau=T/A$ ,  $кПа$ . По результатам нескольких испытаний при разных вертикальных напряжениях  $\sigma=N/A$ ,  $кПа$  строится график зависимости между нормальными и касательными напряжениями  $\tau=f(\sigma)$  (рисунок 5.4).



1 — неподвижная обойма; 2 — то же, подвижная; 3 — фильтрующая пластина с зубцами

Рисунок 5.3 – Принципиальная схема сдвигового прибора

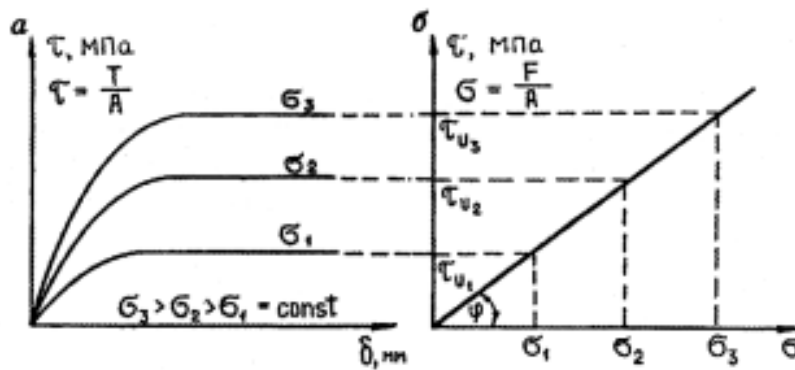


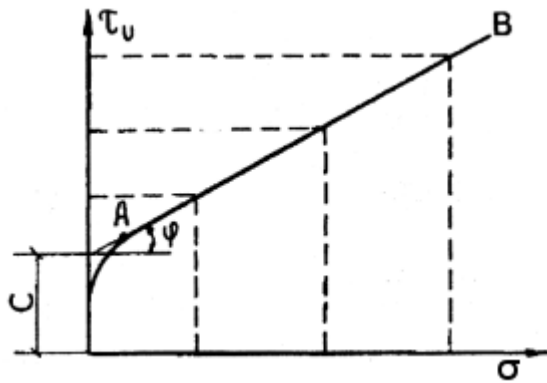
Рисунок 5.4 – Кривые горизонтальных смещений части образца при различных значениях нормальных напряжений (а) и график сопротивления сдвигу образца песчаного грунта

Многочисленными испытаниями установлено, что для несвязных грунтов график сопротивления сдвигу представляет собой прямую, исходящую из начала координат под углом  $\phi$  к оси нормальных напряжений  $\sigma$ .

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (5.1)$$

Эта зависимость установлена Ш. Кулоном в 1773г.

Закон Кулона для несвязных грунтов: *предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу прямо пропорционально нормальному напряжению.*



**Рисунок 5.5 – График сопротивления сдвигу образца глинистого грунта**

Глинистые грунты в отличие от песчаных обладают связностью — силами сцепления, величина которых зависит от состава и состояния грунта. При испытании глинистых грунтов на сдвиг (рисунок 5.5) получим зависимость, описываемую уравнением прямой:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (5.2)$$

**Закон Кулона для связных грунтов: предельное сопротивление связных грунтов сдвигу при завершённой их консолидации есть функция первой степени нормального напряжения.**

Приведенная выше зависимость соответствует испытанию консолидированных грунтов, когда осадка образца от уплотняющего напряжения завершилась. В условия незавершённой консолидации эффективные давления в скелете  $\sigma_d$  всегда меньше полного напряжения  $\sigma$ .

$$\sigma_d = \sigma - \sigma_w \quad (5.3)$$

Сопротивление сдвигу частично консолидированного грунта выражается зависимостью:

$$\tau = c + (\sigma - \sigma_w) \operatorname{tg} \phi \quad (5.4)$$

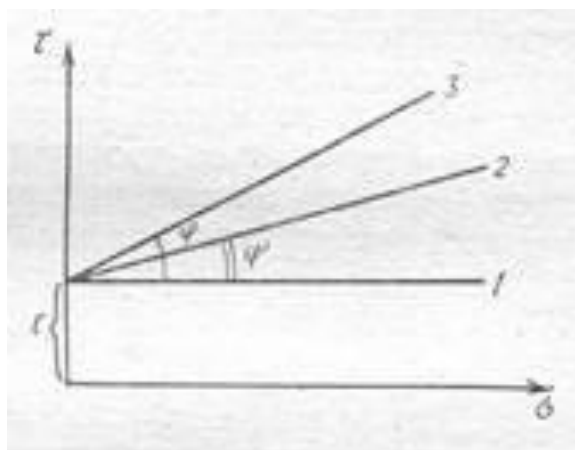
$\sigma_w$  — поровое давление.

При неконсолидированном сдвиге, когда сжимающие напряжения  $\sigma$  полностью воспринимаются поровой водой ( $\sigma - \sigma_w$ ), сопротивление сдвигу  $\tau$  практически не будет зависеть от величины  $\sigma$ .

$$\tau = c \quad (5.5)$$

Сопротивление сдвигу связных неконсолидированных грунтов будет определяться их сцеплением.

Графики зависимости для неконсолидированного, частично консолидированного и полностью консолидированного грунтов приведены на рисунке 5.6.

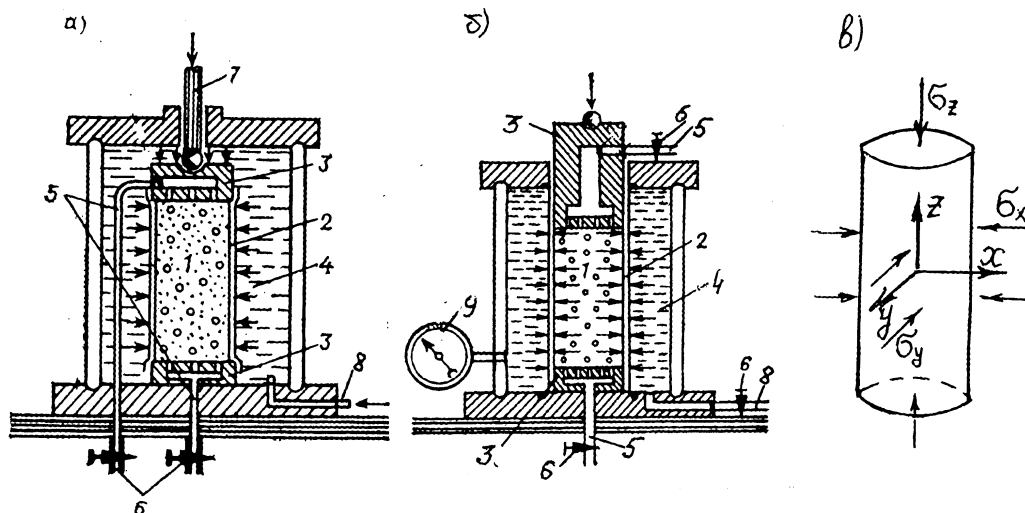


**Рисунок 5.6 – Графики сопротивления сдвигу образца глинистого грунта: неконсолидированного (1), частично консолидированного (2), полностью консолидированного (3)**

### **5.3 Сопротивление грунтов сдвигу при трехосном сжатии**

Испытание грунта в приборе 3-хосного сжатия ближе отвечает его работе в природных условиях и даёт наиболее надёжные результаты в определении его прочностных и деформационных свойств.

3-хосному напряженному состоянию грунт подвергается в приборе 3-хосного сжатия (стабилометре).



1 – образец грунта, 2 – резиновая оболочка, 3 – пустотелые поршни,  
 4 – камера для создания бокового давления, 5 – трубки для дренирования и измерения давления в поровой жидкости, 6 – краны, 7 – шток, 8 – трубка для заполнения камеры и измерения давления в камере, 9 – манометр

**Рисунок 5.7 – Схемы приборов трехосного сжатия (стабилометров) типа А(а) и Б (б), действующих на образец грунта давлений (в)**

Испытания грунтов на трехосное сжатие позволяет исследовать прочностные и деформационные свойства грунтов при сложном напряженном состоянии (при наличии бокового давления). Испытания производят в стабилометрах, где цилиндрический образец грунта, заключенный в резиновую оболочку, предварительно обжимают повышая давление в жидкости до интенсивности  $p_3$ . Затем через поршень на образец прикладывается вертикальная нагрузка, создавая давление  $p_1$ . Давления  $p_1$  и  $p_3$  вызывают в образце главные напряжения  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$ . Значение  $\sigma_1$  увеличивается до разрушения образца в виде сдвига по наклонной поверхности либо смятия с расширением в стороны.

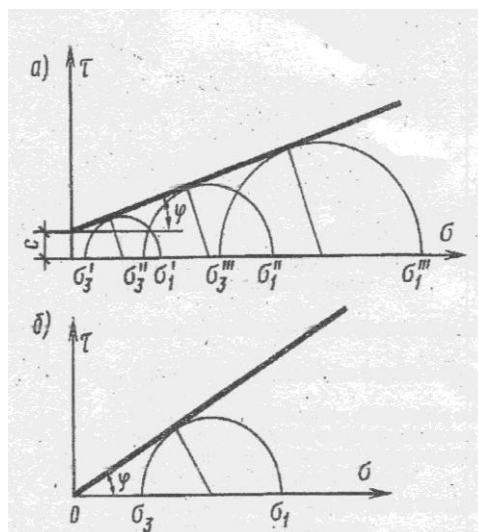
Зная главные напряжения в момент разрушения, строят круг напряжений Мора. Испытания проводят несколько раз при разных значениях  $\sigma_3$  и находят огибающую кругов Мора (рисунок 5.8).

Значение угла внутреннего трения можно определить по формуле:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (5.6)$$

Испытания водонасыщенных образцов грунта производятся с учетом порового давления, измеряемого манометром. Величина порового давления необходима для вычисления эффективных напряжений.

Испытание грунта в приборе 3х осного сжатия ближе отвечает его работе в природных условиях и даёт наиболее надёжные результаты в определении его прочностных и деформационных свойств.



а – связный грунт, б – сыпучий грунт,

**Рисунок 5.8 – Определение прочностных характеристик по опытам в стабилометре**

Прочностные характеристики грунтов в стабилометре определяют испытанием нескольких одинаковых образцов. К этим образцам прикладывается разное по значению боковое давление  $\sigma_3$  и определяется соответствующее ему значение  $\sigma_1$ , соответствующее разрушению образца. По результатам серии испытаний строят круги предельных напряжений. Касательная к этим кругам позволяет определить параметры  $f$  и  $c$ . Для песчаного грунта при отсутствии сцепления с достаточно провести один опыт.

#### 5.4 Дилатансия грунтов и контракция

Грунты как и многие другие дисперсные тела обладают свойством изменять объем  $V$  при деформациях формоизменения  $G$ .

Если объем увеличивается ( $+V$ ), то данное явление называется **дилатансией**, если уменьшается ( $-V$ ) - **контракцией**

Данное явление можно наблюдать при проведении испытаний грунта на сдвиг в приборе одноплоскостного среза. При контролировании перемещений верхнего штампа прибора в плотных песках сначала происходит небольшое уплотнение (контракция) с последующей дилатансией грунта, сопровождающаяся поднятием штампа. В рыхлых песках при сдвиге наблюдается только контракция ( $-S$ ). При промежуточных значениях плотности происходит как контракция так и дилатансия

*Критическая пористость (плотность)*- это такая пористость грунта, при которой в результате деформаций сдвига конечное значение пористости равно начальному.

При сдвиге в результате явления дилатансии:

- рыхлые грунты упрочняются;
- плотные грунты разупрочняются

Развитие дилатантных деформаций обуславливается дисперсным характером грунтов:

- смещение одной части грунта относительно другой происходит по неровной поверхности, образуемой зернами частиц
- чем больше размеры частиц грунта, тем больше дилатансия.

## 5.5 Полевые методы определения прочностных свойств грунтов

Среди полевых методов определения прочностных характеристик грунтов наибольшее применение нашли следующие методы испытаний:

- Испытание грунта *крыльчаткой* (метод вращательного среза);
- Испытание *целиков* грунта на сдвиг.

### *Испытание грунта крыльчаткой*

Схема испытания крыльчаткой и ее конструкция приведены на рисунок 5.9.

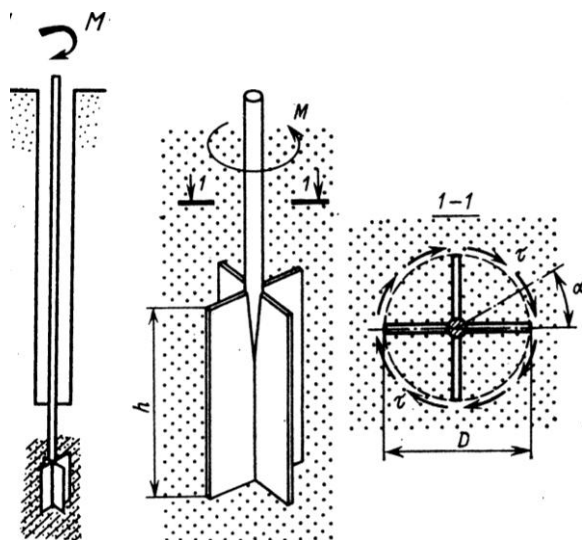


Рисунок 5.9 – Испытание грунта методом вращательного среза

Размеры крыльчаток, порядок проведения испытаний регламентируются соответствующим международным стандартами. В процессе испытаний

фиксируется максимальный крутящий момент  $M_{\max}$  при котором происходит проворачивание крыльчатки в грунте.

Зная площадь поверхности и торца повернувшегося цилиндра, можно определить максимальное значение касательных напряжений при сдвиге  $\tau_u$  которое можно принять равным удельному сцеплению грунта  $c$ :

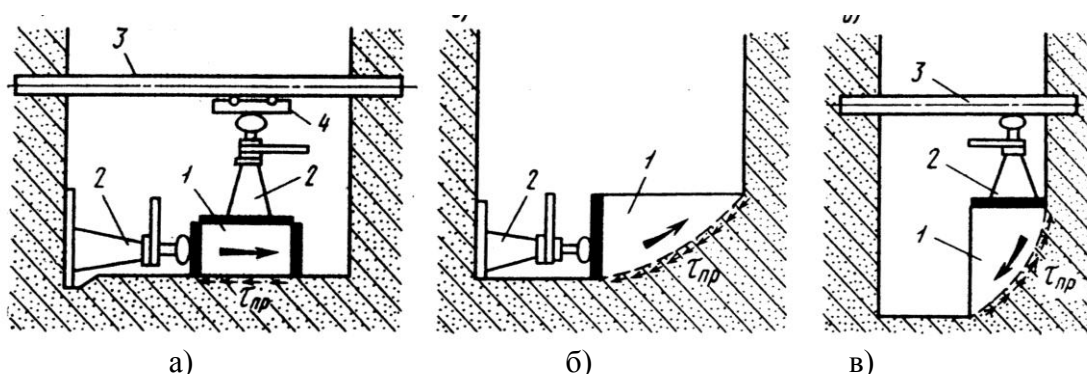
$$c \approx \tau_{np} = \frac{M_{\max}}{0.5 \cdot \pi \cdot D^2 (h + D/3)} \quad (5.7)$$

Принятые в формуле (5.7) обозначения приведены на рисунке 5.9.

### ***Испытание целиков грунта***

Данный метод считается наиболее точным при определении прочностных свойств грунта и относится к так называемым прямым методам. Данный метод является основным при исследовании грунтов оснований сооружений I класса ответственности.

В шурфе или шахте вырезается объем грунта ненарушенной структуры и производится сдвиг по фиксированной плоскости по произвольной поверхности (рисунок 5.10).



а) 1 – целик грунта; 2 – домкраты; 3 – упорная балка;  
4 – каретка для перемещения головки домкрата

**Рисунок 5.10 – Схема испытания целиков грунта в шурфах**

Испытав несколько целиков грунта (близнецов) по схеме 5.10-а строится зависимость между предельным сопротивлением сдвигу и нормальным напряжением. Прочностные характеристики грунтов определяются так же, как и в случае среза грунта в лабораторных условиях по фиксированной плоскости.

Выпирая или обрушая целик грунта (рисунок 5.10-б, в) можно определить лишь общую величину предельного сопротивления сдвига  $\tau_u$ .



## ТЕМА 6. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

### 6.1 Основные понятия и определения

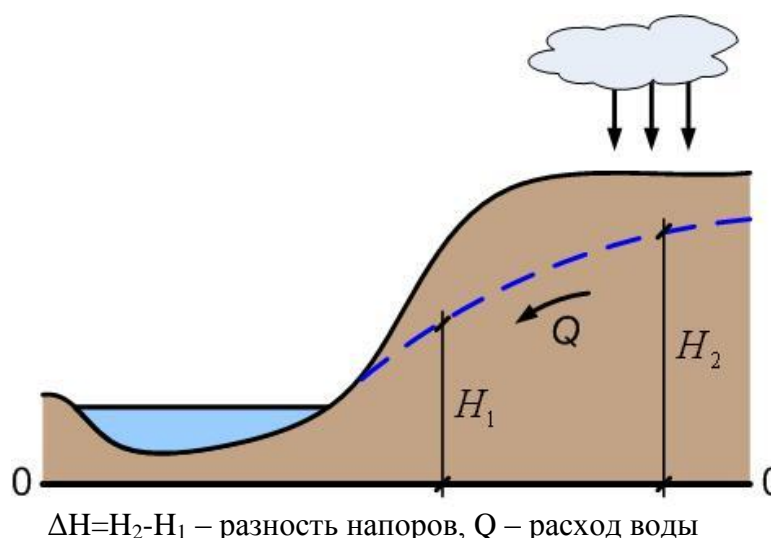
Знание законов фильтрации воды в грунте необходимо для определения

- притока воды в котлованы;
- размера воронки депрессии при водопонижении;
- скорости уплотнения водонасыщенных грунтов, которая зависит от скорости отжатия воды из пор.

**Водопроницаемость** это свойство водонасыщенного грунта под действием разности напоров пропускать через свои поры сплошной поток воды. Водопроницаемость зависит от пористости, гранулометрического состава и минералогического состава грунта.

**Фильтрация** - движение свободной воды в порах грунта при действии разности гидростатических напоров

Пример движения воды (фильтрации) через грунт в естественных условиях при возникновении разности напоров приведен на рисунке 6.1.



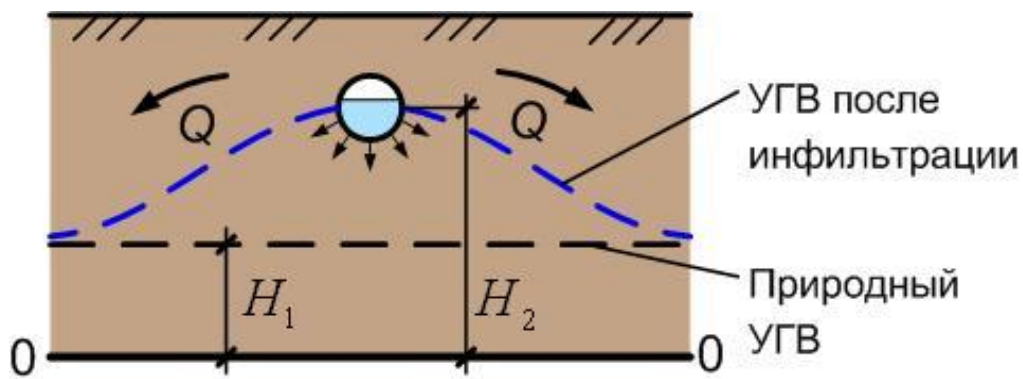
$\Delta H = H_2 - H_1$  – разность напоров,  $Q$  – расход воды

**Рисунок 6.1 – Схема фильтрации воды через грунт при действии разности напоров**

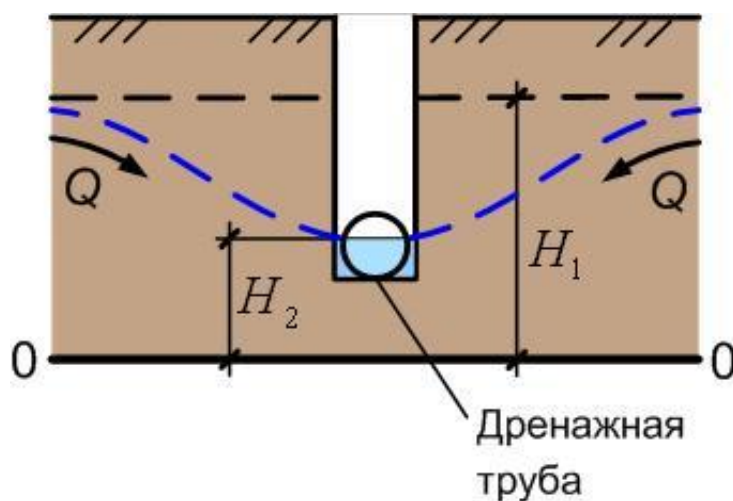
Разность напоров и соответственно фильтрация может возникать в результате техногенной деятельности человека: подтопление (рисунок 6.2) или осушение (рисунок 6.3) территорий или загрузка водонасыщенного основания внешней нагрузкой (рисунок 6.4). Разность напоров в этом случае определяется из выражения:

$$\Delta H = \frac{P}{\gamma_w}, \quad (6.1)$$

где  $P$  - избыточное поровое давление в грунте,  
 $\gamma_w$  - удельный вес воды

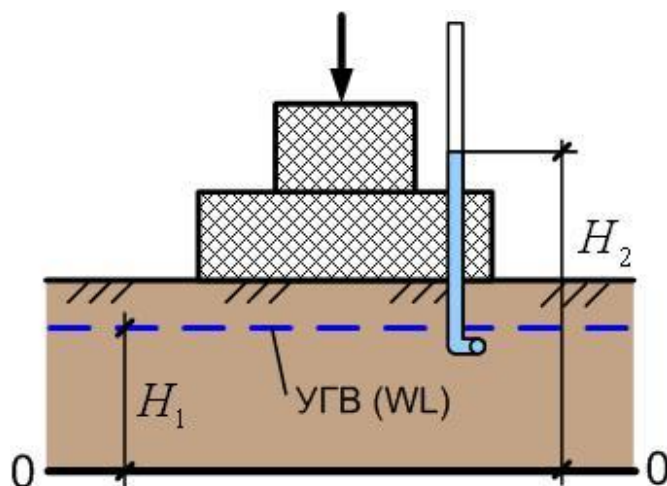


**Рисунок 6.2 – Схема фильтрации воды из зоны подтопления (протечки коммуникаций)**



**Рисунок 6.3 – Схема фильтрации воды при дренажном осушении территории**

При расчете фундаментов фильтрация воды при действии на основание внешней нагрузки имеет наибольшее практическое значение. Чтобы проиллюстрировать данный случай фильтрации воды рассмотрим фундамент, опирающийся на водонасыщенное основание. Если сделать в фундаменте отверстие и пропустить через него пьезометрическую трубку, то можно будет измерить гидростатический напор воды непосредственно под фундаментом (рисунок 6.4).



**Рисунок 6.4 – Схема фильтрации воды из зоны действия избыточного порового давления**

При давлении под подошвой фундамент равным нулю, уровень в пьезометрической трубке будет соответствовать природному уровню грунтовых вод (WL). Но как только мы увеличим нагрузку на фундамент, уровень в трубке возрастет и тогда под действием разности напоров вода начнет движение в стороны от фундамента. Уровень в трубке постепенно понизится и процесс фильтрации через некоторое время прекратится.

## 6.2 Закон ламинарной фильтрации

Первые эксперименты по изучению фильтрации вода в грунте были проведены Дарси (1854). Было установлено, что в большинстве случаев движение воды в порах грунта происходит по закону ламинарной фильтрации (закону Дарси):

$$v_f = k_f I \quad (6.2)$$

где:

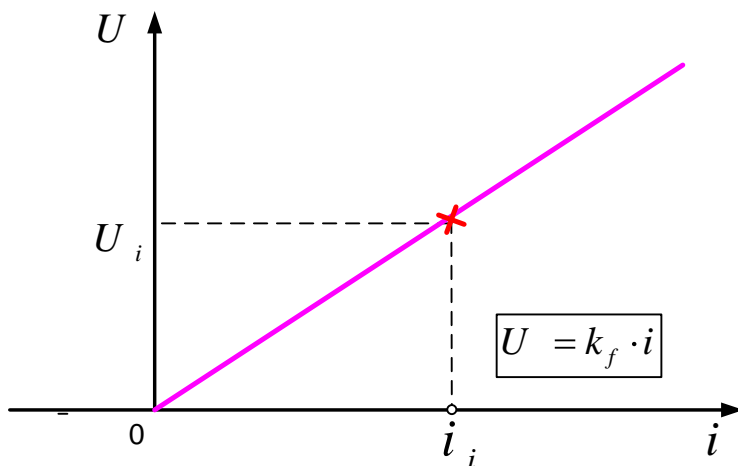
$v_f$  — скорость фильтрации;

$k_f$  — коэффициент фильтрации;

$I$  — гидравлический градиент, равный потере напора  $H$ , отнесенного к пути фильтрации  $L$ .

$$I = H / L \quad (6.3)$$

**Закон ламинарной фильтрации: скорость фильтрации прямо пропорциональна гидравлическому градиенту.**



**Рисунок 6.4 – Зависимость между скоростью фильтрации и градиентом напора в песчаном грунте**

По закону Дарси приток воды определяется по зависимости:

$$Q = t F k_f I \quad (6.4)$$

- Q- кол-во воды
- t – время
- F – площадь
- $k_f$  – коэффициент фильтрации
- I – гидравлический градиент

Коэффициент фильтрации ( $k_f$ ) характеризует фильтрационные свойства грунта. Его величина зависит от типа грунта и в первую очередь от грансостава. Ниже приведены примерные значения величины  $k_f$  для некоторых типов грунтов:

$k_f > 200 \text{ м/сут}$  – для галечниковых грунтов.

$k_f = 2 \div 100 \text{ м/сут}$  – для песков.

$k_f < 0.005 \text{ м/сут}$  – для глинистых грунтов

В плотных глинистых грунтах, в порах которых нет свободной воды или она находится в разобщенных порах, фильтрация начинается лишь при градиенте, необходимом для преодоления сопротивления ее движению водно-коллоидных пленок. Зависимость между  $i$  и  $v_f$  будет иметь вид кривой.

На кривой можно выделить криволинейный участок АВ и прямолинейный участок установившейся фильтрации ВС. Для участка ВС скорость фильтрации определяется по формуле:

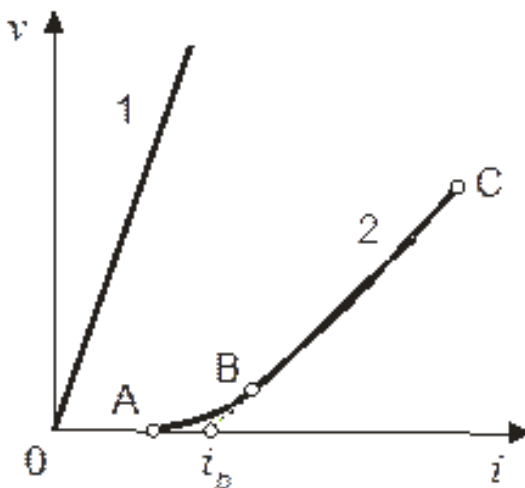
$$v_f = k'_f (i - i_0) \quad (6.5)$$

где:

$k'_f$  — параметр кривой  $v_f=f(i)$ ;

$i_0$  — начальный градиент.

В тех случаях, когда  $i < i_0$  фильтрация в водонасыщенном грунте не развивается и отсутствует возможность уплотнения основания.



1 – для песчаного грунта; 2 – для глинистого грунта

**Рисунок 6.5 – Зависимость между скоростью фильтрации и градиентом напора с учетом начального градиента напора**

### 6.3 Методы определения коэффициента фильтрации

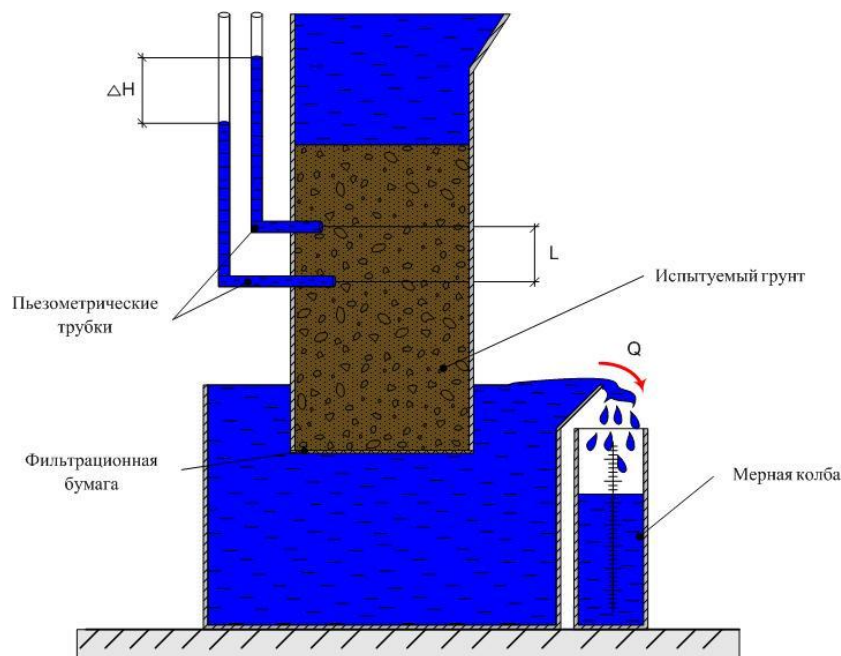
#### *Лабораторный метод*

Коэффициент фильтрации может определяться лабораторными или полевыми методами.

Схема прибора для определения коэффициента фильтрации в лабораторных условиях приведена на рисунке 6.6. Данный метод называется методом Дарси.

В стеклянную колбу с открытым дном и с впаянными пьезометрическими трубками помещают образец грунта. Сеточка и фильтровальная бумага в нижнем торце колбы удерживает грунт от высыпания. Колбу заполняют до

верхней грани водой и поддерживают данный уровень в процессе всего испытания. Нижним торцом колба устанавливается в емкость, так же заполненную водой. В процессе испытаний вода проходит через грунт в нижнюю емкость и далее в мерный стаканчик.



**Рисунок 6.6 – Схема прибора Дарси**

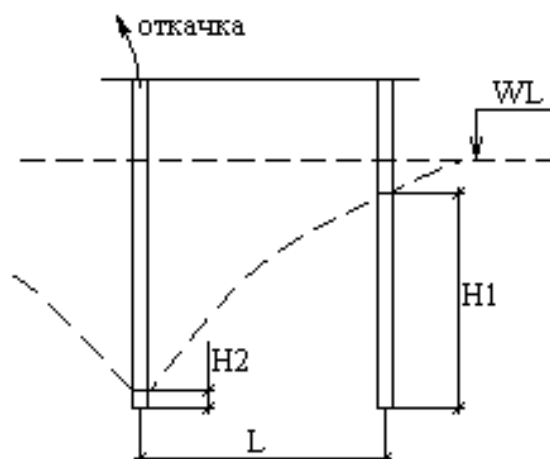
В ходе испытаний замеряется разность напоров ( $\Delta H$ ) в пьезометрических трубках и объем профильтровавшейся воды ( $V$ ) за время  $t$ . Коэффициент фильтрации определяется из выражения:

$$k_f = \frac{V}{I \cdot F \cdot t}, \quad (6.6)$$

где  $F$  – площадь поперечного сечения образца грунта;  
 $L$  расстояние между пьезометрическими трубками.

### ***Полевые методы определения коэффициента фильтрации***

Полевые методы определения коэффициента фильтрации грунтов основаны на наблюдении за уровнем грунтовых вод при опытной откачке воды из скважины или при водонасыщении грунта путем наполнения опытной скважины водой. Схема метода при откачке воды приведена на рисунке 6.7.



**Рисунок 6.7 – Схема определения коэффициента фильтрации при откачке воды из грунта**

В процессе опытной откачки воды из грунта измеряется приток воды в скважину ( $V$ ) и уровень воды в каждой скважине и разность напоров ( $\Delta H$ ). Коэффициент фильтрации определяется по зависимости (6.6)

где  $L$ - расстояние между опытными скважинами;

$F$ -поперечное сечение скважины.

#### **6.4 Эффективные и поровые давления**

Деформацию полностью насыщенного водой грунта, не обладающего структурной прочностью и начальным градиентом можно представить в виде механической модели (рисунок 6.8).

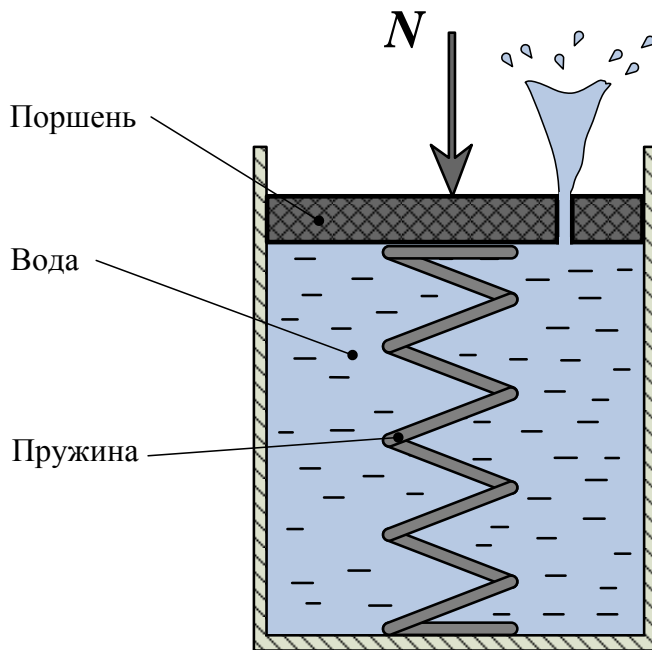
В первый момент времени  $t=0$  пока вода не успела выйти из отверстия и поршень не переместился по вертикали давление полностью передается на воду.  $p_z=0$ ,  $p_w=p$ .

По мере выдавливания воды из стакана поршень будет опускаться. В пружине возникнут напряжения. В течение этого процесса  $p_w$  уменьшается, а  $p_z$  увеличивается и будет сохраняться равенство:

$$p_z + p_w = p$$

После выдавливания определенного количества воды давление будет полностью передаваться на пружину, т.е. при  $t \rightarrow \infty$   $p_w=0$ ,  $p_z=p$ .

Давление в пружине моделирует давление в скелете грунта, а в воде соответствует поровой воде.



**Рисунок 6.8 – Физическая модель водонасыщенного грунта**

В образце водонасыщенного грунта, помещенного в одометр, при приложении нагрузки в поровой воде возникнет давление  $p_w$ . По мере выдавливания воды из образца давление в скелете будет увеличиваться, а в поровой воде уменьшаться.

При наличии пузырьков воздуха в воде, она мгновенно деформируется после приложения нагрузки. Часть давления будет сразу передаваться на скелет, а часть на поровую воду. После этого поровая вода будет выжиматься из грунта, но более медленно, т.к. давление в воде будет меньше, чем в полностью насыщенном состоянии.

В процессе уплотнения водонасыщенного грунта в нем действуют одновременно две системы давлений. Давление в скелете грунта называется **эффективным** и давление в поровой воде называется **поровым**. Эффективное напряжение характеризует под каким давлением грунт уже уплотнился. Такое напряжение эффективно сказывается на состоянии грунта. Поровое давление не влияет на уплотнение грунта и полностью нейтрально по отношению к скелету.

Полное напряжение в грунте:

$$\sigma = \sigma_d + \sigma_w$$

$\sigma$  — полное давление;

$\sigma_d$  — эффективное напряжение в скелете;

$\sigma_w$  — поровое (нейтральное) давление.

Эффективное напряжение в грунте:



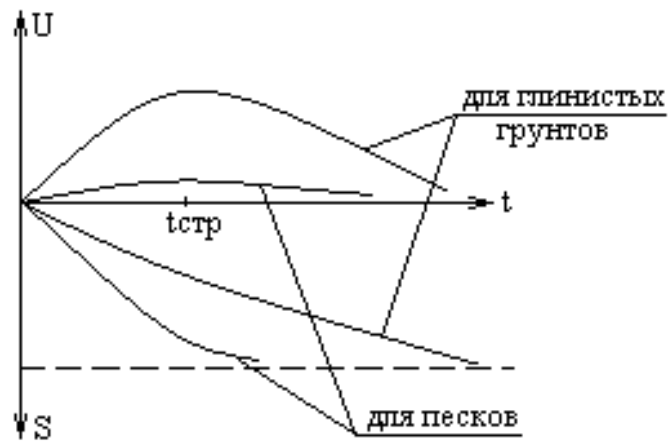
$$\sigma_d = \sigma - \sigma_w$$

### ***Влияние порового давления на деформационные свойства грунта***

Водонасыщенные грунты с низким коэффициентом фильтрации  $k_f$  деформируются под нагрузкой длительное время, рисунок 6.9.

Из рисунка видно, что деформирование глинистых грунтов может продолжаться длительное время и этот процесс, как правило, не завершается по окончании строительства. Деформации грунтового основания по окончании строительства могут привести к развитию нежелательных повреждений в надземных конструкциях уже после проведения внутренней отделки.

Поэтому при расчёте оснований необходимо определять время наступления стабилизации осадок.



**Рисунок 6.9 – Длительность процесса осадки основания для различных грунтов**

## ТЕМА 7. ФИЗИКО–МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ОСОБЫХ ГРУНТОВ

### 7.1 Основные типы особых грунтов

В природе существуют отдельные виды грунтов свойства которых характеризуются рядом специфических особенностей.

Такие грунты называются особыми и к ним, как правило, относят:

- **структурно-неустойчивые** грунты (свойства которых значительно ухудшаются при нарушении их природной структуры);
- **набухающие грунты**, (при увлажнении способны существенно увеличиваться в объеме даже под нагрузкой);
- **торфы и заторфованные** грунты (обладающие очень большой сжимаемостью и малой прочностью);
- **скальные и полускальные** грунты (обладающие, как правило, высокой прочностью и малой деформативностью).

### 7.2 Структурно-неустойчивые грунты

В данных грунтах при определенных условиях происходит *нарушение природной структуры* грунтов вследствие чего прочностные и деформационные свойства основания значительно ухудшаются. В результате может произойти потеря устойчивости основания, обрушение откосов, развитие чрезмерных деформаций.

Нарушение *природной структуры* таких грунтов может происходить по различным причинам:

- в результате водонасыщения грунтов;
- механического воздействия (вибрационные, динамические, сейсмические колебания);
- изменение температурного режима (замораживание – оттаивание);

К структурно-неустойчивым грунтам в первую очередь относятся:

- **лессовые** просадочные грунты;
- **мерзлые** и **вечномерзлые** грунты;
- **рыхлые пески**;
- **чувствительные пылевато-глинистые грунты**.

## 7.3 Лёссовые грунты

### 7.3.1 Структурные особенности лёссовых грунтов и области их распространения

*Лёсс – относится к группе пылевато-глинистых грунтов и представляет собой однородную, высокопористую, тонкозернистую породу желтовато-палевого цвета, с преобладанием пылеватых частиц.*

Отличительной особенностью лёссов является наличие макропор - крупных, видимых глазом пор, которые имеют вид ячеек и вертикальных каналов, способствующих проникновению воды в грунт.

Данные грунты распространены в некоторых районах Гомельской и Брестской области. Наиболее мощные отложения лёссовых грунтов встречаются в России и на Украине, в бассейне реки Дон, Кубань в районе Нижнего Поволжья.

Генезис лёссовых грунтов весьма разнообразен. В большинстве случаев они образовались в результате переноса ветром пылеватых и глинистых частиц грунта, поэтому лёссовые грунты относят в первую очередь к *эоловым* отложениям.

По типу лёссовые грунты относят:

- к суглинкам;
- к супесям.

### 7.3.2 Физико-механические свойства лёссовых грунтов

Макропористая текстура лёссовых грунтов обуславливает их высокую пористость, как правило  $n > 0,44$ . В природном состоянии степень водонасыщенности  $S_r$  не превышает 0,5. В сухом состоянии лёссовые грунты обладают достаточно высокой прочностью и несущей способностью.

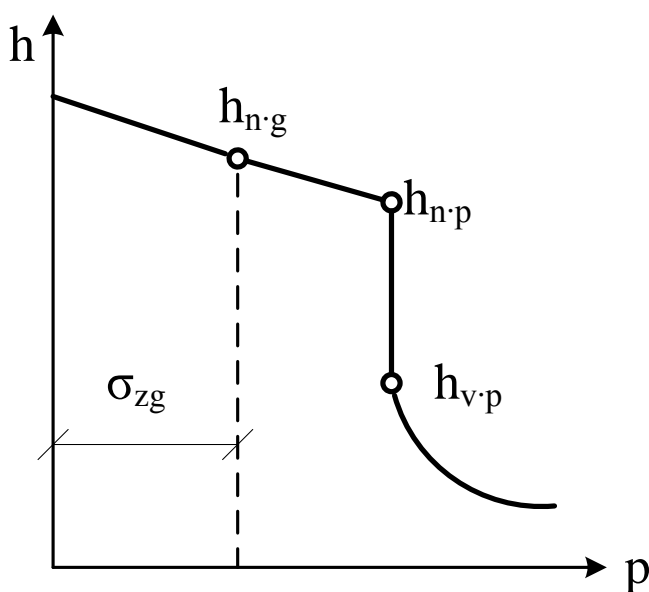
Высокая прочность маловлажных лёссовых грунтов обуславливается наличием жестких *кристаллических связей* между частицами грунта. Однако данный вид связей не водостойкий и при увлажнении грунта происходит их размокание. В результате грунт распадается на пылеватые частицы, практически не связанные друг с другом.

Учитывая высокую пористость лёссового грунта, такое нарушение структуры приводит к значительным неравномерным и быстронарастающим деформациям, носящим *просадочный* характер. Поэтому лёссовые грунты еще называют *просадочными*.

Просадочные свойства лёссовых грунтов принято оценивать величиной **относительной просадочности**  $\varepsilon_{sl}$ . Данная величина определяется в ходе компрессионных испытаний грунта в одомере, оборудованном системой подачи воды к грунту снизу. По результатам испытаний строится зависимость деформаций образца от давления, (рисунок 7.1). Относительная просадочность грунта определяется по формуле:

$$\varepsilon_{sl} = \frac{h_{n \cdot p} - h_{sat \cdot p}}{h_{n \cdot g}} \quad (7.1)$$

где  $h_{n \cdot p}$  - высота образца грунта природной влажности при давлении, ожидаемом на данной глубине после возведения сооружения;  $h_{sat \cdot p}$  - высота образца после просадки от замачивания;  $h_{n \cdot g}$  - высота образца при природном давлении  $p = \sigma_{zg}$ , на глубине заложения фундамента  $z$ .

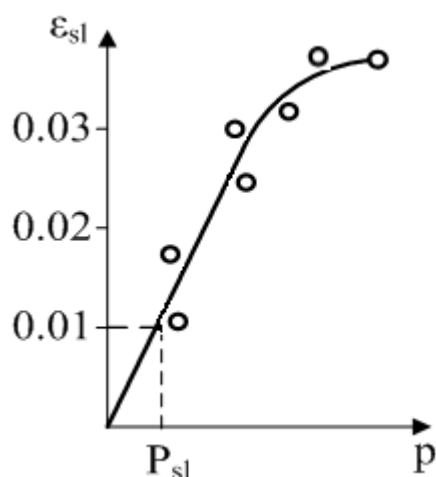


**Рисунок 7.1 – График деформации лёссового грунта при замачивании от уплотняющего давления  $p$  ( $h$  - высота образца)**

Принято считать, что при относительной просадочности менее 1% ( $\varepsilon_{sl} \leq 0,01$ ) грунт просадочными свойствами не обладает.

Величина относительной просадочности  $\varepsilon_{sl}$  в значительной степени зависит от величины уплотняющего давления  $p$ . Чем больше будет нагрузка на основание, тем выше величина относительной просадочности.

Зависимость между величиной относительной просадочности и давлением на образец в условиях компрессионного сжатия показано на (рисунок 7.2).



**Рисунок 7.2 – График зависимости  $\epsilon_{sl}$  от величины давления на образец Р**

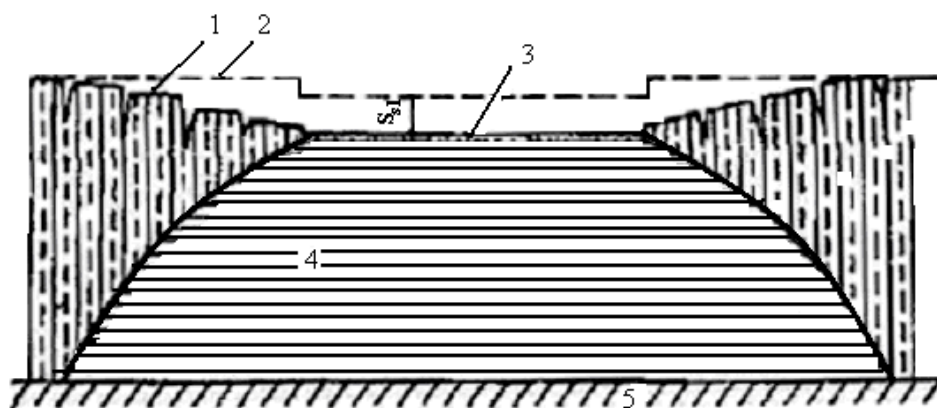
Давление при котором величина относительной просадки равна 0,01 называется **начальным просадочным давлением  $P_{sl}$** . При меньшем давлении лёссовый грунт можно рассматривать как не просадочный.

Величина начального просадочного давления  $P_{sl}$  зависит от:

- типа лёссового грунта;
- его грансостава;
- пористости;
- прочности структурных связей и т.п.

### **7.3.3 Просадочные грунты I и II типа**

Существуют лёссовые грунты у которых начальное просадочное давление меньше природного давления  $P_{sl} < \sigma_{zg}$ . При замачивание оснований, сложенных такими грунтами происходит просадка дневной поверхности и образование мутьд проседания даже если на основание не действуют внешние нагрузки, (рисунок 7.3). Такие лёссовые грунты условно относят к **II типу** по просадочным свойствам.



1 – поверхность грунта после замачивания; 2 – то же, до замачивания;  
3 – подсыпка песка; 4 – замоченный грунт; 5 - непросадочный грунт

**Рисунок 7.3 – Просадка поверхности лёссового грунта при опытном замачивании**

В случае если  $P_{sl} > \sigma_{zg}$  просадочные деформации будут развиваться только, если на основание будет действовать внешняя нагрузка. Такие грунты относятся к **I типу** по просадочности.

## 7.4 Мерзлые грунты

**Мерзлыми грунтами** в дальнейшем будем называть грунты, имеющие отрицательную или нулевую температуру, в которых хотя бы часть содержащейся воды находится в замерзшем состоянии.

Мерзлые грунты относятся к особым по следующим причинам:

1. При замерзании может произойти **морозное пучение** грунтов, сопровождающееся значительным увеличением объема и поднятием поверхности основания вместе с фундаментом.

2. При оттаивании происходит **переувлажнение** грунта. Связи между частицами нарушаются и в конечном итоге происходит значительное снижение прочностных свойств и значительное повышение его деформативности. Оттаивание грунтов, как правило, сопровождается **просадкой** основания.

Пучение грунтов происходит вследствие роста кристаллов льда при замерзании. Увеличиваясь в объеме, кристаллы льда разрушают связи между частицами грунта, как клинья раздвигают их, увеличивая общую пористость грунта. В результате происходит разрушение цементационных и водно-коллоидных связей между частицами грунта со значительным увеличением объема (до 100%). И хотя образование льда приводит к смерзанию частиц и к общему повышению его прочности, допускать промораживания грунтов в основании сооружений не допускается.

В зависимости от климатических условий мерзлые грунты могут быть:

- **сезонно мерзлые** – промерзают в зимнее время, а летом оттаивают;
- **вечномерзлые** – постоянно находящиеся в мерзлом состоянии.

#### 7.4.1 Сезонно мерзлые грунты

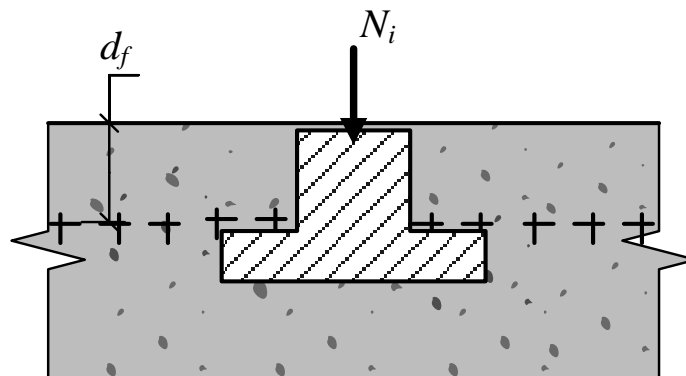
Глубина сезонного промерзания грунтов в зимний период зависит от:

- суммы отрицательных температур за зимний период;
- типа грунта;
- толщины снежного покрова

Определение нормативной глубины сезонного промерзания производится по данным метеорологических служб в ходе многолетних (не менее 10 лет) наблюдений на открытых от снега площадках. В Белоруссии глубина сезонного промерзания в суглинках и глинах достигает 1.3 м. В песчаных и супесчаных грунтах грунт промерзает на большую глубину (до 1.5 м).

Определить значение нормативной глубины сезонного промерзания можно расчетным методом исходя из суммы отрицательных температур или по картам глубин сезонного промерзания /Шутенко/.

При строительстве зданий и сооружений фундаменты устраивают ниже глубины сезонного промерзания и поэтому сезонно мерзлые грунты, как правило, не попадают в зону влияния фундамента и не оказывают на его работу существенного влияния, (рисунок 7.4).



**Рисунок 7.4 – Заложение фундаментов ниже сезонного промерзания грунтов**

Исключение составляют случаи, когда глубина сезонного промерзания значительна (2 и более метров). Для таких фундаментов необходимо предусмотреть возможность развития значительных сил морозного пучения грунтов по боковой поверхности фундаментов или свай. Вследствие смерзания грунта с бетоном фундамента морозное пучение может привести развитию деформаций пучения фундамента, даже если его подошва находится ниже глубины сезонного промерзания, (рисунок 7.5). Особенности проектирования

фундаментов и правила их возведения в сильнопучинистых грунтах будут рассмотрены в курсе «Основания и фундаменты».

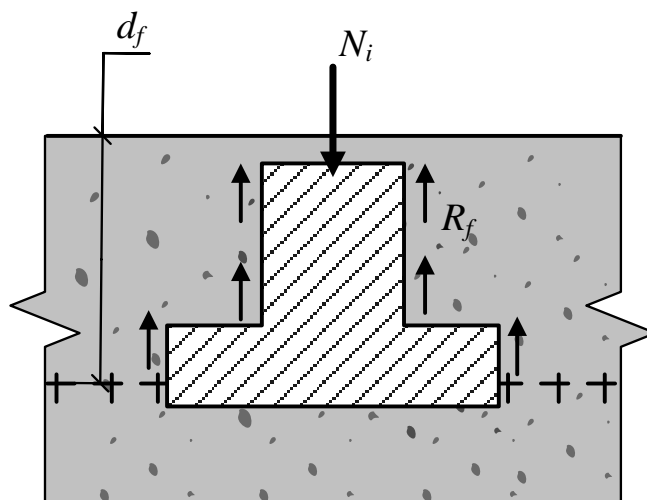


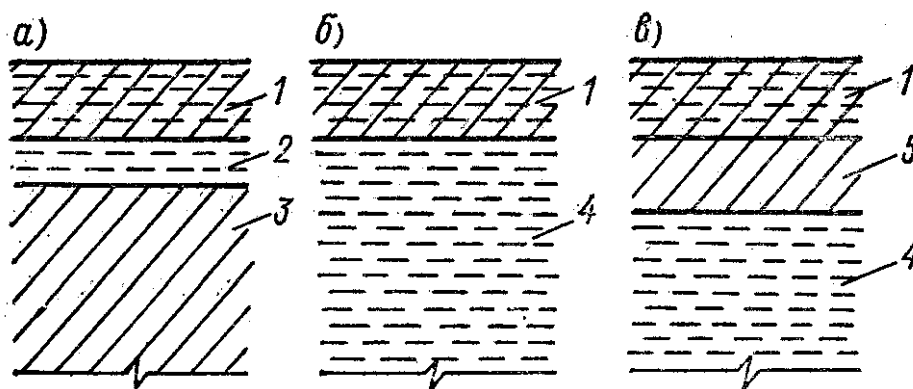
Рисунок 7.5 – Развитие сил морозного пучения по боковой поверхности фундаментов

#### 7.4.2 Вечномерзлые грунты

**Вечномерзлые грунты** - грунты, находящиеся в мерзлом состоянии длительное время.

Мощность вечномерзлых грунтов может достигать несколько сот и даже тысячи метров. Распространены они на огромных территориях Западной и Восточной Сибири, Дальнем Востоке, севере Канады. Вечномерзлые грунты можно встретить и в горных районах Памира, Алтая и др.

По характеру напластований и наличия деятельного слоя (оттаивающего в летнее время) основания из вечномерзлых грунтов могут иметь сливающееся или не сливающееся строение (рисунок 7.6).



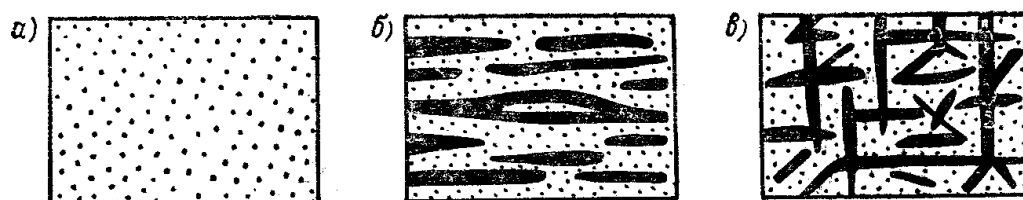
б)- сливающееся строение; в)- не сливающееся строение. 1-деятельный слой



(слой сезонного оттаивания), 2- перелеток, 3-талый грунт, 4-вечномерзлый грунт  
**Рисунок 7.6 – Строение оснований, сложенных вечномерзлыми грунтами**

В мерзлых грунтах вода может находиться как в твердом состоянии (лед), в жидком (вода), так и в виде водяного пара.

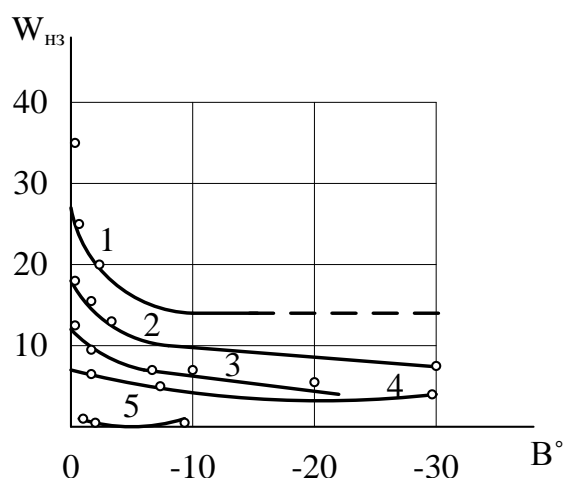
**Лед** – играет первостепенную роль, являясь основным цементирующим материалом, обуславливающим свойства мерзлых грунтов. Механические свойства льда (его сопротивляемость, пластичность и пр.) и высокой степени зависят от величины отрицательной температуры. Лед в грунте встречается в виде *льда-цемента* или в виде различных включений — линз и прослоек той или иной толщины. Характер расположения льда обуславливает текстуру мерзлых грунтов, (рисунок 7.7).



а) - слитная; б) - слоистая; в) – ячеистая (темные прожилки – кристаллы льда)

**Рисунок 7.7 – Текстура мерзлых грунтов**

**Жидкая фаза** – в мерзлых грунтах присутствует в виде связанной воды, образующей пленку на поверхности частиц. Причем, чем тоньше пленка связанной, тем ниже температура ее замерзания. Количество незамерзшей воды зависит от грансостава грунта и от его температуры. Чем меньше размер частиц грунта, тем выше удельная поверхность его частиц, тем больше незамерзшей воды содержится в грунте, (рисунок 7.8).



1 – глина; 2 – покровная глина; 3 - суглинок;  
4 - супесь; 5 – песок;  $W_{из}$  - содержание незамерзшей воды в грунте

**Рисунок 7.8 – Графики содержания незамерзшей воды в мерзлых грунтах в зависимости от температуры /по Цытовичу, 1975г**

Как видно из рисунка 7.8 часть воды в мерзлых грунтах всегда остается незамерзшей (от 0,5 до 35%).

**Водяной пар** – содержится в порах грунта и может совершать движение под действием разности давления водяного пара. Пар передвигается из зоны с более высокой температурой грунта к зоне с более низкой температурой, т.е. по направлению к зоне промерзания, способствуя росту кристаллов льда.

### **7.4.3 Миграция влаги в промерзающих грунтах**

Пучинистые свойства грунтов при их промерзании во многом объясняется миграцией влаги к зоне промерзания.

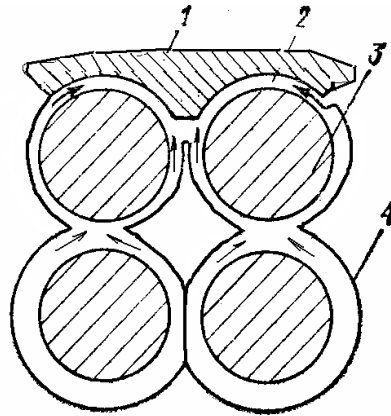
Миграция влаги в водонасыщенных грунтах обуславливается:

- Возникновением осмотических сил в слое связанной воды;
- Разностью давления водяного пара при возникновении температурных градиентов;
- Капиллярным подъемом воды по порам грунта.

При неполном водонасыщении миграция обуславливается главным образом движением водяного пара из слоев грунта с положительной температурой к фронту промерзания.

Особую роль при миграции воды играют осмотические силы, возникающие при изменении толщин пленок связанной воды в смежных частицах грунта.

При понижении температуры грунта до отрицательной в крупных порах возникают центры кристаллизации воды, начинают расти кристаллы льда, к которым и подтягиваются молекулы воды. Вследствие роста кристаллов льда толщина слоев связанной воды близко расположенных молекул быстро уменьшается. За счет осмотических сил происходит выравнивание толщин пленок связанной воды, благодаря чему и возникает непрерывный ток воды к границе промерзания, (рисунок 7.9).



1- кристалл льда; 2- тонкая пленка связанной воды;  
 3-минеральная частица грунта; 4-более толстая пленка связанной воды  
**Рисунок 7.9 – Схема роста кристаллов льда при замерзании грунта (Цытович,1975)**

#### **7.4.4 Характеристики физического состояния мерзлых грунтов**

Для оценки количественного соотношения между фазами мерзлого грунта, помимо известных характеристик физического состояния грунта (плотность грунта в естественном состоянии, плотность твердых частиц, пористость, коэффициент пористости и т.п.), в механике мерзлых пород применяются следующие дополнительные характеристики:

**Относительная льдистость ( $i$ ):**

$$i = \frac{g_{\text{л}}}{g_{\text{в}}}$$

где  $g_{\text{л}}$  – вес льда, содержащегося в 1 г грунта;  
 $g_{\text{в}}$  – общий (суммарный) вес воды (твердой, жидкой, парообразной), содержащейся в 1 г грунта, численно равный общей влажности грунта ( $\omega_{\text{общ}}$ ).

Относительную льдистость можно определить через влажность незамерзшей воды ( $\omega_{\text{нз}}$ ) и весовую влажность грунта ( $\omega$ ).

$$i = 1 - \frac{\omega_{\text{нз}}}{\omega}$$

**Общая влажность ( $\omega_{\text{общ}}$ ):**

$$\omega_{\text{общ}} = \frac{m_{\omega}}{m}$$

$m_{\omega}$  – общая масса воды;

$m$  – общая масса сухого грунта

$$\omega_{\text{общ}} = \frac{\omega}{1 + \omega}$$

#### 7.4.5 Коэффициент оттаивания

Как уже отмечалось выше, при оттаивании мерзлых грунтов возникают значительные осадки и просадки оснований. Поэтому при оценке мерзлых грунтов как оснований сооружений кроме перечисленных показателей основных физических свойств существенное значение имеет относительная осадка их при оттаивании без нагрузки, или так называемый **коэффициент оттаивания  $A_0$** ,

Данная величина приближенно может быть определена из выражения:

$$A_0 \approx \frac{s_0}{h}, \quad (7.2)$$

где  $s_0$  – осадка слоя грунта, оттаивающего без нагрузки;

$h$  – глубина оттаивающего слоя незначительной мощности ( $h < 0,5$  м), когда нагрузку от действия собственного веса грунта можно не учитывать.

Если  $A_0 \geq 0,02$ , мерзлые грунты при оттаивании характеризуются как просадочные.

#### 7.5 Рыхлые пески

К рыхлым пескам как правило относят:

- гравелистые, крупные, средней крупности при коэффициенте пористости  $e > 0.7$ ;
- мелкие пески при  $e > 0.75$ ;
- пылеватые пески при  $e > 0.8$ .

Рыхлое сложение песков обуславливается условиями их формирования. Как правило, рыхлую структуру имеют пески сформированные в результате осаднения песчаных частиц на дне морей, озер, рек.

Рыхлое сложение могут так же иметь пески водоносных горизонтов. При высоком градиенте напора движение грунтовых вод может привести к постепенному переносу более мелких частиц грунта, а значит и к увеличению общего объема пор. Такое «вымывание» твердых частиц называется *механической суффозией* грунта и наиболее часто это явление развивается вследствие техногенной деятельности человека.

Рыхлые пески могут проявлять просадочные свойства при воздействии на них механических колебаний (динамические удары, вибрация, сейсмические колебания и т.п.).

Динамические и вибрационные колебания приводят к разрушению жестких цементационных связей между частицами грунта. Кроме того, силы трения между колеблющимися частицами практически снижаются до 0. В результате происходит перекомпоновка частиц грунта, его уплотнение и развитие деформаций просадки. При этом просадка может развиваться даже от собственного веса грунта.

Величина просадки рыхлых песков зависит от:

- типа, разновидности и геоморфологических особенностей песчаного грунта;
- его пористости;
- интенсивности механических колебаний.

Просадочные свойства рыхлых песков исследуются в приборах одноосного сжатия, оборудованных источниками вибрации. В ходе испытаний строится виброкомпрессионная кривая, по которой определяется *относительная просадочность рыхлых песков*, (рисунок 7.10).

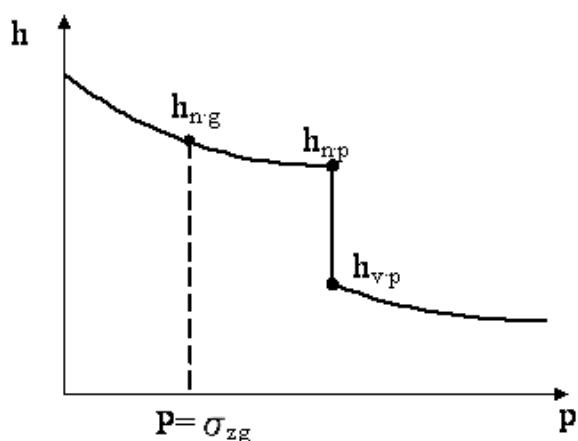


Рисунок 7.10 – Виброкомпрессионная кривая

Величина *относительной просадочности рыхлых песков*  $\varepsilon_{vl}$  определяется по зависимости:

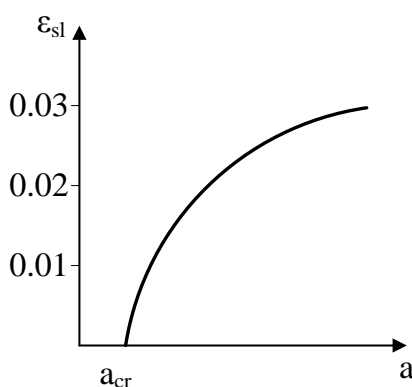
$$\varepsilon_{vl} = \frac{h_{n,p} - h_{v,p}}{h_{n,g}} \quad (7.3)$$

Где  $h_{n,p}$  – высота образца грунта при проектном давлении  $p$  под подошвой фундамента до вибрационного воздействия;

$h_{v,p}$  – то же после вибрационного воздействия;

$h_{n,g}$  – высота образца при природном давлении грунта ( $p_1 = \sigma_{zg}$ ) на проектной глубине заложения фундамента.

Как известно интенсивность вибрационных и динамических воздействий оценивается частотой и амплитудой колебаний или ускорением. Наиболее четко можно проследить величину просадки грунта от ускорения колебаний.



**Рисунок 7.11 – Зависимость относительной просадочности грунта от ускорения колебания**

Ускорение, до которого песок не проявляет просадочные свойства, называется *критическим ускорением*  $a_{cr}$

## 7.6 Чувствительные пылевато-глинистые грунты

Особенность данных грунтов заключается в том, что малейшее механическое воздействие может привести к нарушению их природной структуры и к значительному ухудшения их прочностных свойств.

К таким грунтам относятся:

- *Илы;*
- *Ленточные глины.*

Показателем структурной неустойчивости грунтов служит индекс чувствительности:

$$I_p = \frac{\tau_1}{\tau_2} \quad (7.4)$$

$\tau_1, \tau_2$  - предельное сопротивление грунта сдвигу при ненарушенной и нарушенной структуре.

### 7.7 Набухающие грунты

**Набухающие грунты** обладают свойством увеличиваться в объеме при их увлажнении и наоборот, уменьшаться в объеме при высыхании.

К таким грунтам обычно относятся глины с большим содержанием глинистого минерала монтмориллонита.

Набухание происходит вследствие:

- Увеличения толщины пленок связанной воды (связанная вода раздвигает частицы при увеличении ее толщины);
- Кристаллы монтмориллонита впитывают воду из-за чего размеры частиц увеличиваются.

**Коэффициент относительного набухания** позволяет оценить набухающие свойства грунта. Испытания проводятся в компрессионном приборе, оборудованном устройством для подачи воды к образцу грунта. Компрессионная зависимость в этом случае будет иметь вид, приведенный на рисунке 7.12.

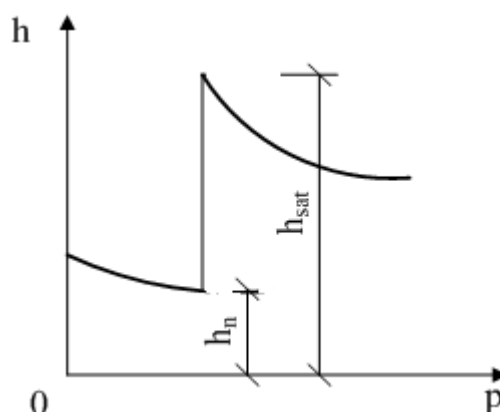


Рисунок 7.12 – Деформации образца грунта при набухании

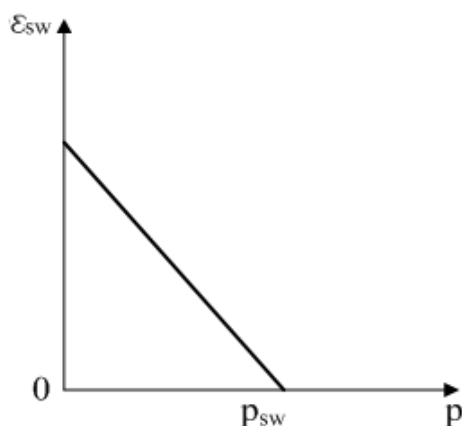
**Коэффициент относительного набухания** определяется по формуле:

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_{sat} - h_n}{h_n} \quad (7.5)$$

где  $h_{sat}$  – высота образца грунта нерарушенной структуры под проектным давлением, после водонасыщения;

$h_n$  - то же, до водонасыщения.

При увеличении уплотняющего давления на грунт величина деформаций набухания уменьшается, (рисунок 7.13).



**Рисунок 7.13 – Зависимость между коэффициентом относительного набухания и величиной уплотняющего давления**

Минимальное давление, при котором прекращаются деформации набухания называется *начальным давлением набухания*  $P_{sw}$

## 7.8 Заторфованные грунты и торфы

Заторфованные грунты и торфы содержат органическую примесь в виде слаборазложившихся растительных остатков и других продуктов жизнедеятельности растительного и животного мира.

Осадочные толщи заторфованных грунтов и торфов наиболее часто встречаются в заболоченных, низинных местах, поймах рек, стариц и т.п. Их мощность может достигать десятки метров. Наиболее широко торфы и заторфованные грунты распространены на территории западной Сибири, Белоруссии, на севере европейской части России. В Белоруссии площадь



заболоченных территорий с заторфованными грунтами составляет более 2000 км<sup>2</sup>.

Содержание органических веществ оценивается **степенью заторфованности**  $I_{om}$

Степень заторфованности представляет собой отношение массы органического вещества  $m_{om}$  в образце абсолютно сухого грунта к массе сухого грунта без органической примеси ( $m - m_{om}$ ).

$$I_{om} = \frac{m_{om}}{m - m_{om}} \quad (7.6)$$

Торфы так же характеризуются **степенью разложения**  $D_{pd}$  - представляющей собой отношение массы бесструктурной, полностью разложившейся части к общей массе торфа и **зольностью**  $A$  –представляющей собой отношение массы остатка полученной при прокаливании к массе сухого торфа.

В зависимости от степени заторфованности ( $I_{om}$ ) грунты, содержащие органическую примесь подразделяются на:

- *содержащие органическую примесь при  $I_{om} < 0.1$ ;*
- *заторфованные ( $0.1 < I_{om} < 0.5$ );*
- *торфы ( $0.5 < I_{om}$ ).*
- В свою очередь заторфованные грунты подразделяются на:
- *слабозаторфованные  $I_{om} = 0.1 \dots 0.25$ ;*
- *среднезаторфованные  $I_{om} = 0.25 \dots 0.4$ ;*
- *сильнозаторфованные  $I_{om} = 0.4 \dots 0.5$ .*

Заторфованные грунты и торфы характеризуются:

- высокой пористостью ( $n > 2.0 - 12.0$ )
- высокой влажностью ( $W > 100 - 200\%$ )
- высокой деформативностью ( $E < 1$  МПа)

По мере разложения органической примеси свойства заторфованных грунтов ухудшаются.

Заторфованные грунты в качестве оснований зданий и сооружений, как правило, не используются. Исключения составляют случаи:

- возведения временных сооружений;
- легких сооружений при равномерном залегании пластов заторфованных грунтов;
- площадочных сооружений с предварительным уплотнением заторфованной толщи статической нагрузкой.

По характеру залегания торфы могут быть верховыми и погребенными.

Верховые торфы имеют, как правило, более высокую пористость и деформативность. Они отличаются рыхлой структурой, высокой степенью разложения и очень низкими прочностными свойствами.

Погребенные торфы зачастую представляют собой сплетение слаборазложившихся растительных остатков (веток, листьев), уплотненных весом вышележащего грунта. Механические свойства погребенных торфов, как правило, на порядок выше чем верховых. В некоторых случаях (при соответствующем теоретическом обосновании) небольшая прослойка погребенного торфа может рассматриваться как один из несущих слоев грунта в пределах активной зоны фундаментов.

## ТЕМА 8. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В МАССИВЕ ГРУНТА

### 8.1 Принцип линейной деформируемости грунтов

Многочисленные опыты показывают, что кривую зависимости деформации грунта от давления можно рассматривать состоящей из двух частей: прямолинейной (при давлениях от 0 до  $p_0$ ) и криволинейной (при давлениях свыше  $p_0$ ).  $p_0$  — предел пропорциональности. Нагрузка для оснований сооружений обычно выбирается так, чтобы давление под подошвой фундамента не превышало  $p_0$ , при определении напряжений в грунтах можно применить теорию линейно-деформируемых тел.

Принцип линейной деформируемости грунтов базируется на положении, что при небольших изменениях давлений грунты можно рассматривать как линейно-деформируемые тела. Этот принцип является одним из основных в современной механике грунтов и справедлив при давлениях в основании сооружений примерно от 0,1 МПа до 0,4 МПа. На нем основываются почти все расчеты напряжений и деформаций грунтовых оснований.

### 8.2 Фазы напряженного состояния грунтов при непрерывном возрастании нагрузки

На поверхности грунта установлен жесткий штамп, загружаемый нагрузкой  $N$ . С увеличением нагрузки  $N$  возрастают деформации грунта в основании и осадка штампа  $S$  увеличивается. На графике зависимости  $S=f(N)$  можно выделить четыре участка:  $OA$ ,  $AB$ ,  $BC$  и  $CD$  (рисунок 8.1).

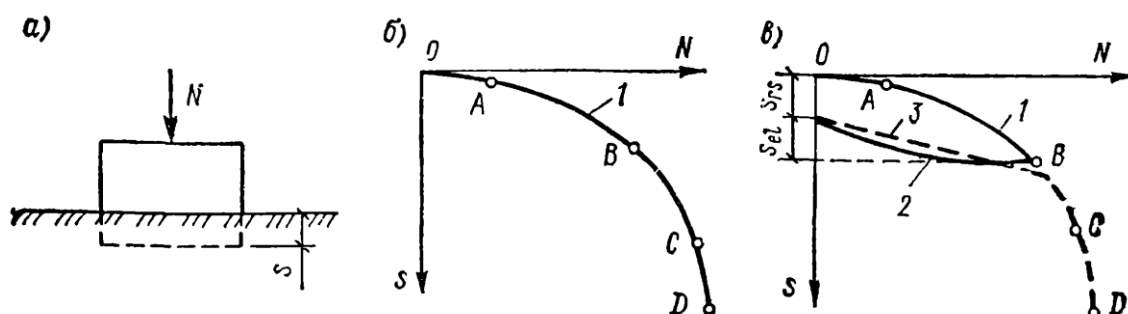
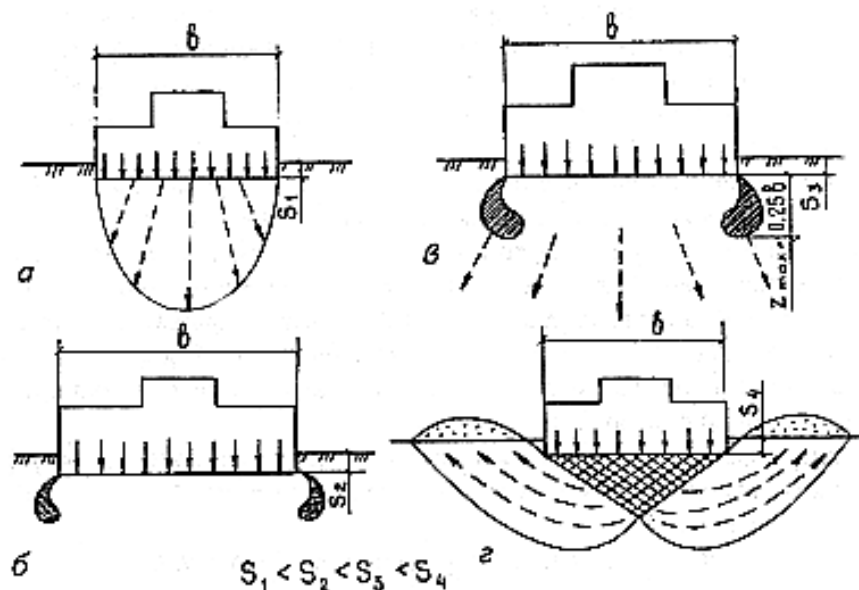


Рисунок 8.1 – Графики зависимости  $S=f(N)$  при возрастании нагрузки



а – фаза упругих деформаций; б – фаза уплотнения и местных сдвигов; в – фаза развития интенсивных деформаций сдвигов и уплотнения; г – фаза выпора

**Рисунок 8.2 – Фазы НДС в основании фундамента при возрастании давления по подошве**

Участок  $OA$  называется *фазой упругих деформаций*. Возникающие в грунте под подошвой штампа напряжения не превышают структурную прочность грунта  $p_{стр}$ . Напряжения по подошве штампа распределяются неравномерно и под его краями обычно превышают  $p_{стр}$ , что приводит к перераспределению давлений. Т.к. под основной частью штампа  $p < p_{стр}$ , деформации возрастают примерно пропорционально нагрузке.

Участок  $AB$  называют *фазой уплотнения и местных сдвигов*. Давление под всей площадью штампа превышает  $p_{стр}$  и в основании развиваются деформации уплотнения. Под краями штампа, где происходит концентрация напряжений, будут развиваться пластические деформации, вызывающие искривление графика  $S=f(N)$ . При давлениях, возникающих обычно в основании сооружений от  $0,1\text{МПа}$  до  $0,4\text{МПа}$ , кривую на участке  $AB$  можно с некоторым приближением принять за прямую.

Участок  $BC$  называют *фазой развития интенсивных деформаций сдвигов и уплотнения*. При увеличении нагрузки зоны пластических деформаций, развиваясь в стороны будут приводить к уплотнению грунтов по сторонам этих зон. Радиус кривизны на участке  $BC$  уменьшается. Этот участок соответствует значительному развитию местных сдвигов.

Участок  $CD$  называют *фазой выпора*. При воздействии некоторой нагрузки  $N$  произойдет резкая осадка фундамента с выпоров грунта из основания в стороны и вверх.

### 8.3 Основные положения теории распределения напряжений в грунтах

Напряжения в массиве грунта возникают от собственного веса грунта и действия внешних нагрузок. Напряжения необходимо знать для расчета деформаций грунтов, оценки их устойчивости и давления на ограждения.

Под действием собственного веса в массивах грунта формируется начальное напряженное состояние. Напряжения от действия сооружения накладываются на уже имеющиеся собственные напряжения, что приводит к формированию сложного поля напряжений.

В большинстве случаев в расчетах напряженного состояния грунтов применяются решения теории упругости. Для этого принимается ряд допущений.

1. Грунт является линейно-деформируемым телом только в пределах фазы упругих деформаций и фазы уплотнения и местных сдвигов.

2. Решения теории упругости для грунтов можно использовать лишь при одноразовом загрузении основания.

3. Напряжения в любой точке основания принимаются равными средней интенсивности напряжений из условия, что грунт является сплошным телом.

4. Грунт принимается изотропным (свойства одинаковы во всех направлениях).

При определении напряжений в массиве принимают, что грунт является *сплошным линейно-деформируемым телом, испытывающим одноразовое загрузение*.

Определенное по теории упругости поле напряжений соответствует конечному стабилизированному состоянию грунтов, когда все деформации уже завершились.

#### ***Основные задачи расчета напряжений:***

1. Распределение напряжений в массиве от действия внешней нагрузки.
2. Определение контактных напряжений (по подошве фундамента или поверхности взаимодействия конструкции с массивом).
3. Распределение напряжений от собственного веса грунта.

### 8.4 Распределение напряжений в грунтах от действия внешних сил

Распределение напряжений в основании определяется методами теории упругости. Основание рассматривается как упругое полупространство, бесконечно простирающееся во все стороны от горизонтальной поверхности загрузения. Принимается, что зоны развития пластических деформаций у краев

фундамента незначительны и не оказывают заметного влияния на распределение напряжений в основании.

#### 8.4.1 Определение напряжений от действия сосредоточенной силы

В основе определения напряжений в упругом полупространстве от действия местной нагрузки  $N$  лежит решение задачи о действии вертикальной сосредоточенной силы приложенной к поверхности полупространства, полученное Ж. Буссинеском в 1885г (рисунок 8.3). Это решение позволяет определить все компоненты напряжений и деформаций в любой точке  $M$  полупространства от действия силы  $P$ .

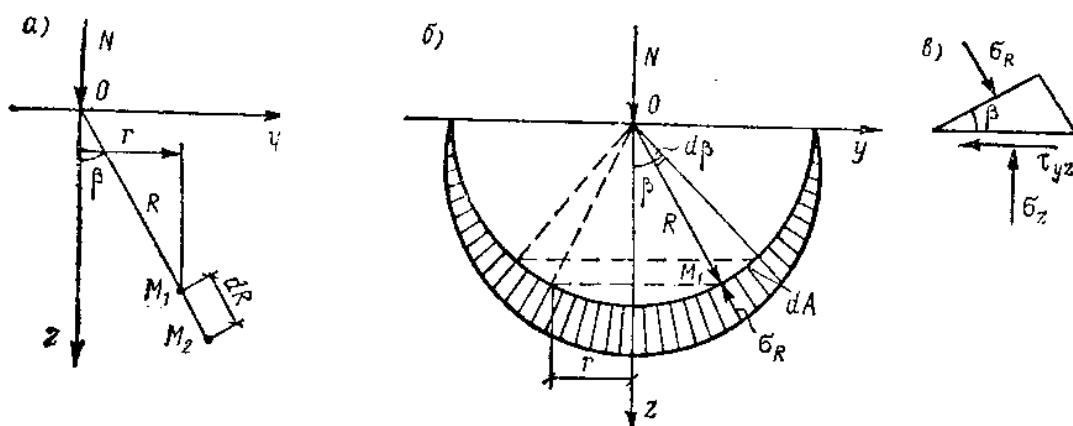


Рисунок 8.3 – Схема распределения напряжений от сосредоточенной нагрузки

$$\sigma_R = \frac{3}{2\pi} \frac{P}{R^2} \cos \beta \quad (8.1)$$

Для практических расчетов наибольшее значение имеют вертикальные сжимающие напряжения:

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \frac{P}{R^2} \cos^3 \beta \quad (8.2)$$

$$\cos \beta = z/R$$

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} P \frac{z^3}{R^5} \quad (8.3)$$

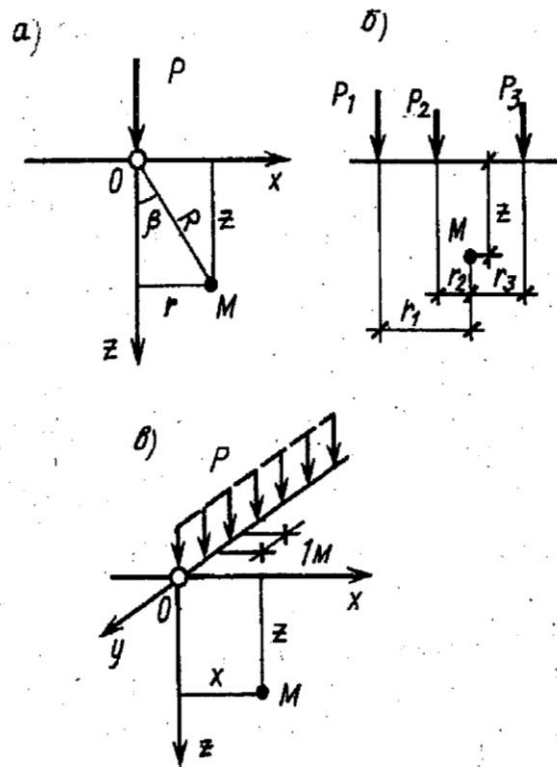
$$R^2 = r^2 + z^2$$

$$\sigma_z = \frac{K}{z^2} P \quad (8.4)$$

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

Используя принцип суперпозиций можно определить значения вертикальных сжимающих напряжений в любой точке М при действии нескольких сосредоточенных сил, приложенных на поверхности (рисунок 8.4б).

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n K_i P_i \quad (8.5)$$



**Рисунок 8.4 – Расчетные схемы задачи Буссинеска (а), задачи о действии нескольких сил (б) и задачи Фламана (в)**

Для определения напряжений от вертикальной сосредоточенной силы в условиях плоской задачи применяется решение Фламана (1892), см. рисунок 8.4в:

$$\sigma_z = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{r^4}; \quad (8.6.1)$$

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{x^2 z}{r^4}; \quad (8.6.2)$$

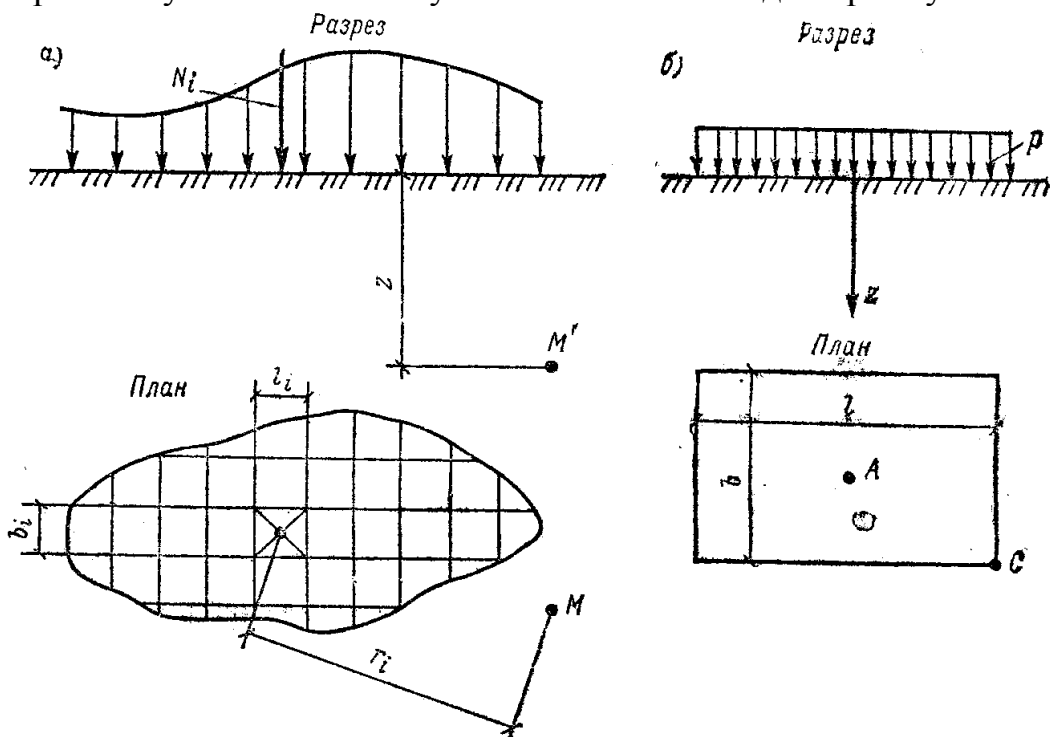
$$\tau_{xz} = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{xz^2}{r^4}; \quad (8.6.3)$$

где  $r^2 = x^2 + z^2$

Зная закон распределения нагрузки на поверхности в пределах контура загрузения можно интегрируя выражение (8.1) в пределах этого контура, определить значения напряжений в любой точке основания для случая пространственной и осесимметрической нагрузки, а интегрируя выражения (8.6) для случая плоской нагрузки.

#### 8.4.2 Определение напряжений от действия любой распределенной нагрузки

Загруженная площадь разбивается на небольшие прямоугольники в середине и более сложные фигуры по контуру. С некоторым приближением давление в пределах элементарной площадки можно заменить равнодействующей  $P_i$ . Вертикальное напряжение от силы  $P_i$  определяется по формуле (8.1). Произведя суммирование напряжений от каждого участка найти напряжение в любой точке от действия распределенной местной нагрузки. Точность расчета увеличивается с уменьшением площадей прямоугольников.





**Рисунок 8.5 – Схемы к расчету действия любой распределенной нагрузки (а) и равномерно распределенного давления (б) в пределах прямоугольной площадки нагружения**

### 8.4.3 Определение напряжений от действия полосовой нагрузки (плоская задача)

Аналогичным образом, используя выражение (8.6), Колосовым Г. В. были получены значения всех компонент напряжений для случая плоской задачи.

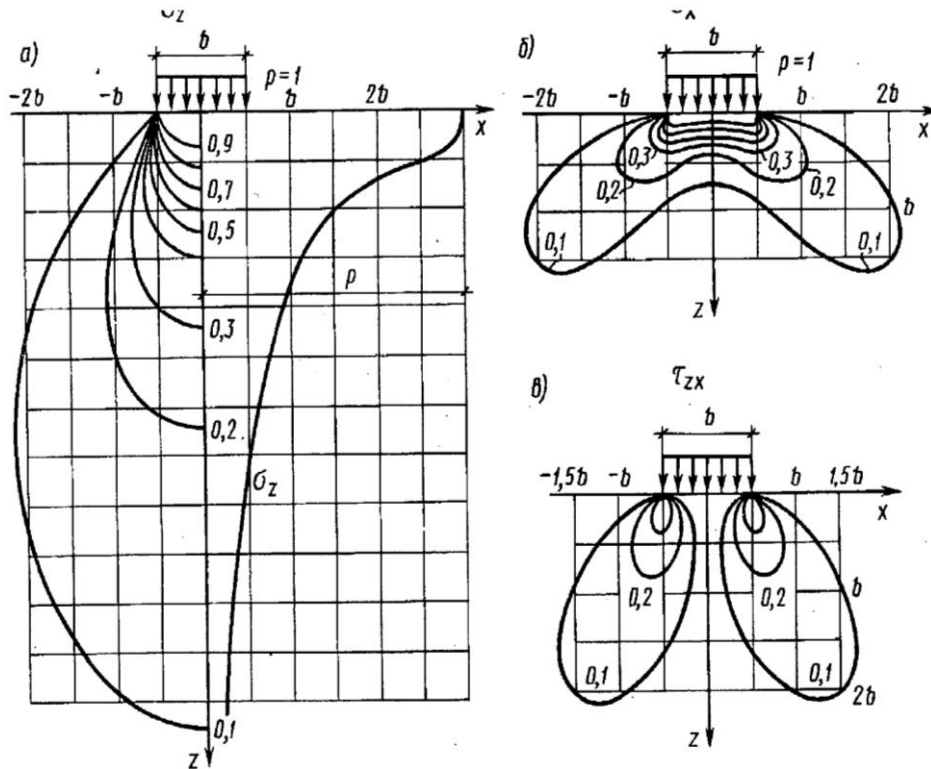
$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left( \operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right) - \frac{2ap}{\pi} \cdot \frac{z(x^2 - z^2 - a^2)}{(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2 z^2} = K_z p \quad (8.7.1)$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left( \operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right) + \frac{2ap}{\pi} \cdot \frac{z(x^2 - z^2 - a^2)}{(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2 z^2} = K_x p \quad (8.7.2)$$

$$\tau_{xz} = \frac{4ap}{\pi} \cdot \frac{xz^2}{(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2 z^2} = K_{xz} p \quad (8.7.3)$$

Коэффициенты влияния  $K_z$ ,  $K_x$  и  $K_{xz}$  зависят от безразмерных параметров  $x/b$  и  $z/b$ , где  $x$  и  $z$  – координаты точки в которой определяются напряжения,  $b=2a$  – ширина полосы нагружения. Для практических расчетов значения коэффициентов влияния табулируются.

По полученным данным можно построить линии равных напряжений (изобары).



**Рисунок 8.6 – Изолинии напряжений для случая плоской задачи и эпюра вертикальных сжимающих напряжений по оси полосы нагружения**

По мере удаления от поверхности нагружения интенсивность напряжений уменьшается и стремится к нулю. Вертикальные сжимающие напряжения  $\sigma_z$  распространяются преимущественно вглубь основания, горизонтальные  $\sigma_x$  – в стороны от полосы нагружения, а касательные напряжения  $\tau_{zx}$  концентрируются преимущественно под краями нагруженной полосы.

Значения главных напряжений в любой точке упругого полупространства под действием полосовой равномерно распределенной нагрузки можно получить по формуле И.Х. Митчела:

$$\sigma_{1,3} = \frac{P}{\pi} (\alpha \pm \sin \alpha) \quad (8.8)$$

$\alpha$  – угол видимости (рисунок 8.7).

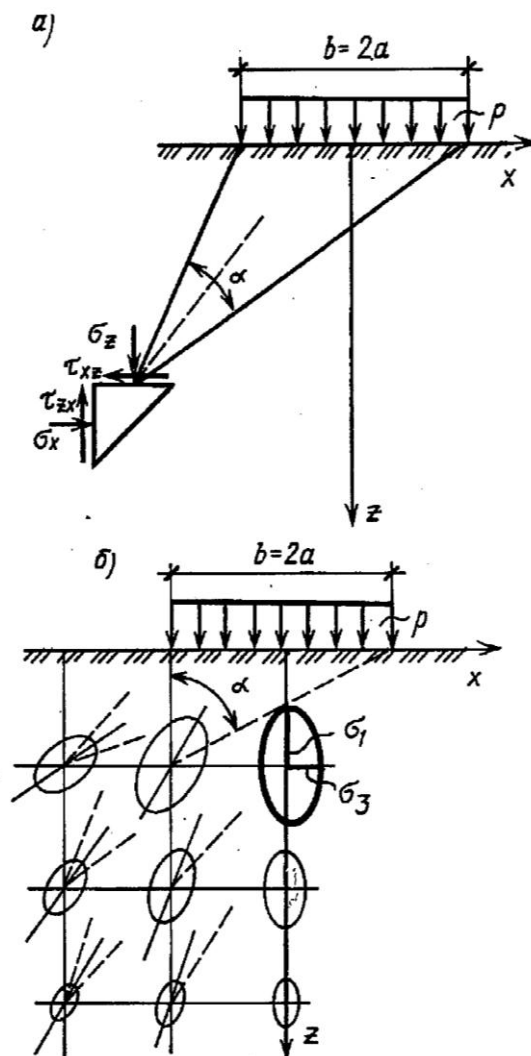


Рисунок 8.7 – Схема для расчета напряжений в случае плоской задачи (а);  
расположение эллипсов напряжений в основании (б)

Максимальное напряжение  $s_1$  действует по направлению биссектриссы угла видимости в данной точке, минимальное  $s_3$  – в перпендикулярном ему направлении. Напряженное состояние грунта можно представить в виде эллипсов напряжений, полуоси которых соответствуют значениям и направлению главных напряжений.

#### 8.4.4 Определение напряжений от действия равномерно распределенной нагрузки по прямоугольной площади (пространственная задача)

Значения вертикальных напряжений  $s_z$  в любой точке основания от такой нагрузки впервые были получены А. Лявом в 1935г. Практический интерес представляют напряжения  $s_{z0}$  и  $s_{zC}$  относящиеся к вертикалям, проходящим

через центр прямоугольника и его угловую точку. Значения  $s_z$  для точек расположенных под центром загруженной площади определяются по формуле:

$$\sigma_z = \frac{2p}{\pi} \left[ \frac{2\eta\xi(\eta^2 + 8\xi^2 + 1)}{(\eta^2 + 4\xi^2)(1 + 4\xi^2)\sqrt{\eta^2 + 4\xi^2 + 1}} + \operatorname{arctg} \frac{\eta}{2\xi\sqrt{\eta^2 + 4\xi^2 + 1}} \right] = \alpha p \quad (8.9)$$

Значение под угловой точкой прямоугольной площадки определяется по формуле:

$$\sigma_{\text{з}} = \frac{p}{2\pi} \left[ \frac{\eta\xi(\eta^2 + 2\xi^2 + 1)}{(\eta^2 + \xi^2)(1 + \xi^2)\sqrt{\eta^2 + \xi^2 + 1}} + \operatorname{arctg} \frac{\eta}{\xi\sqrt{\eta^2 + \xi^2 + 1}} \right] = \alpha_y p \quad (8.10)$$

где  $\alpha$  – коэффициент затухания напряжений, зависит от соотношения сторон фундамента  $\eta = l/b$  и относительной глубины  $\xi = 2z/b$  (для центра)  $\xi = z/b$  (для угловой точки)

здесь –  $l$  и  $b$  соответственно длина и ширина фундамента  
 $p$  – давление.

Между значениями  $s_{z0}$  и  $s_{zC}$  имеется соотношение:

$$\sigma_{z0} = 4\sigma_{zC} \quad (8.11)$$

***Напряжения в точках расположенных на вертикали, проходящей через центр площади загрузки равны учетверенным значениям угловых напряжений, действующих на удвоенной глубине.***

Для практических целей значения коэффициента  $\alpha$  табулируются. Таблицы приведены в нормативных документах (СНБ, ТКП).

***Влияние формы и площади фундамента в плане.***

1 –  $l/b=1$ ;

2 –  $l/b=10$ ;

3 – ширина= $2b$ ;

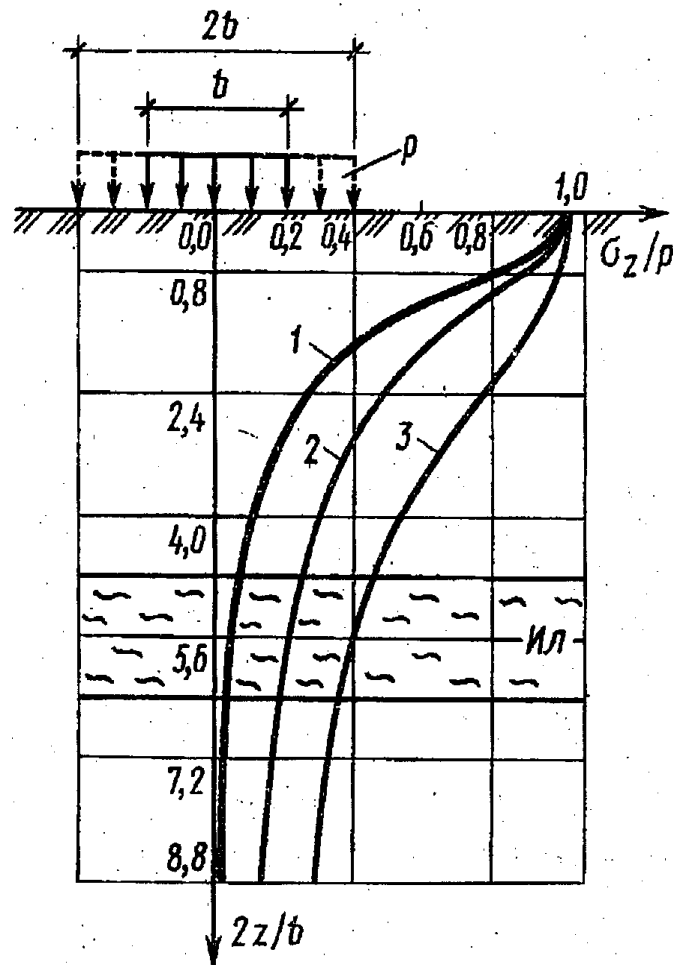


Рисунок 8.8 – Характер распределения напряжений  $\sigma_z$  по оси фундамента в зависимости от формы и площади его подошвы

#### 8.4.5 Метод угловых точек

Используя формулу (8.11) можно определить вертикальные напряжения  $\sigma_z$  в любой точке полупространства от давления, распределенного по прямоугольной площади.

Точка в пределах площадки загрузки:

$$\sigma_z = 0,25(\alpha_I + \alpha_{II} + \alpha_{III} + \alpha_{IV})p \quad (8.12.1)$$

Точка вне пределов площадки загрузки:

$$\sigma_z = 0,25(\alpha_I - \alpha_{II} + \alpha_{III} - \alpha_{IV})p \quad (8.12.2)$$

$$\sigma_z = 0,25(\alpha_I - \alpha_{II} - \alpha_{III} + \alpha_{IV})p \quad (8.12.3)$$

Используя метод угловых точек можно оценить взаимное влияние фундаментов.

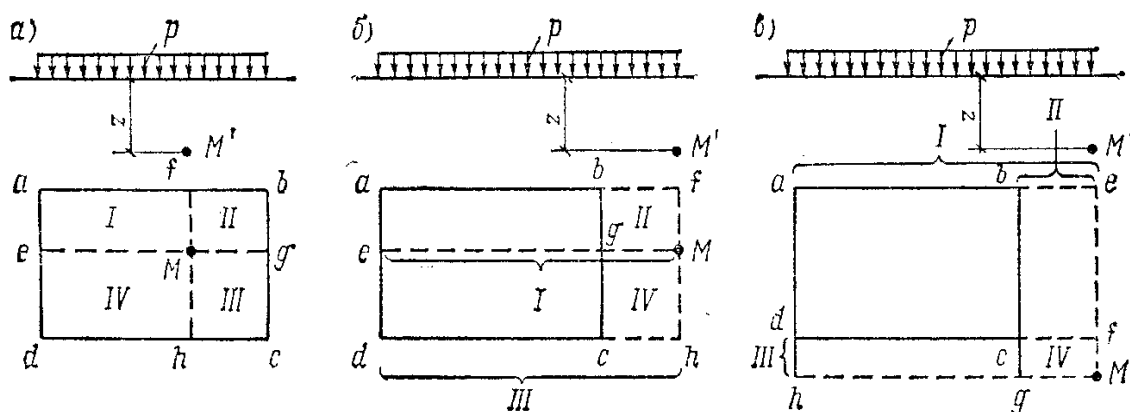


Рис. 6.5. Схемы к расчету давления в точке  $M$  при различном ее расположении

**Рисунок 8.9 – Схемы к расчету давления в точке  $M$  при различном ее расположении**

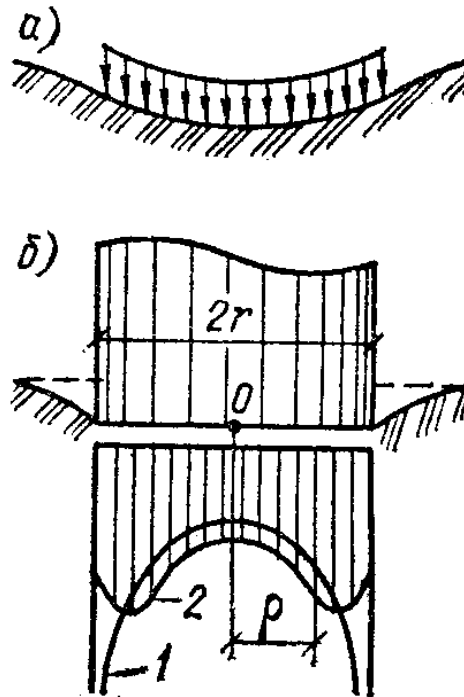
### 8.5 Определение контактных напряжений

Контактные напряжения определяются для расчета конструкций фундаментов и напряжений в основании. Характер распределения контактных напряжений зависит от жесткости, формы и размера фундамента, а также жесткости основания. Различают 3 случая:

1. Абсолютно жесткие сооружения (рисунок 8.10б). Деформируемость сооружения незначительна по отношению к грунтам (фундаменты дымовых труб, мостовых опор, кузнечных молотов, прессов и др.).

2. Абсолютно гибкие сооружения (рисунок 8.10а). Деформируемость сооружения настолько велика, что фундаменты свободно следуют за перемещением основания (земляные насыпи, днища металлических резервуаров).

3. Сооружения конечной жесткости. Деформируемость сооружения соизмерима с деформируемостью основания. Происходит перераспределение контактных напряжений.



**Рисунок 8.10 – Деформации поверхности грунта под абсолютно гибким (а) и абсолютно жестким (б) сооружением**

Жесткость сооружения определяется по показателю гибкости:

$$t = 10 \frac{El^3}{E_k h^3} \quad (8.13)$$

где:  $E$  и  $E_k$  – соответственно модули деформации грунта и материала конструкции;

$l$  и  $h$  – соответственно длина и высота конструкции.

Если  $t \leq 1$ , фундамент является абсолютно жестким.

Контактные напряжения на подошве центрально нагруженного абсолютно жесткого круглого в плане фундамента определяются по формуле Буссинеска:

$$p_\rho = p_m / (2\sqrt{1 - \rho^2 / r^2}) \quad (8.14)$$

где:  $p_\rho$  – давление по подошве фундамента на расстоянии  $\rho$  от центра;

$r$  – радиус подошвы фундамента;

$p_m$  – среднее давление по подошве фундамента.

Теоретически контактные давления по краям фундамента, при  $\rho=r$ , бесконечны. Однако вследствие развития пластических деформаций под

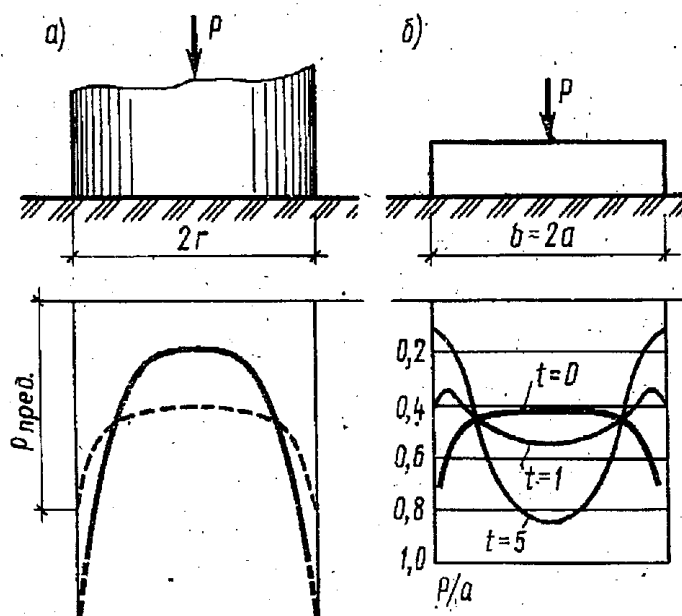
краями фундамента эти напряжения перераспределяются, и фактическая эпюра напряжений становится седлообразной.

Контактные напряжения под жестким полосовым фундаментом определяются по аналогичной зависимости:

$$p = 2p_m / (\pi \sqrt{1 - (x/a)^2}) \quad (8.15)$$

где:  $x$  – расстояние от середины фундамента до рассматриваемой точки;  
 $a$  – полуширина фундамента  $a=b/2$ .

Форма эпюры контактных напряжений зависит от показателя гибкости фундамента  $t$ .



а – под жестким круглым штампом; б – под плоским фундаментом при различном показателе гибкости

**Рисунок 8.11 – Эпюры контактных напряжений**

Достоверные значения контактных напряжений необходимы для расчета конструкций фундаментов. На глубине более  $0,5b$  неравномерность напряжений в основании незначительна и независимо от жесткости допускается использовать формулы внецентренного сжатия.

Для центрально нагруженного фундамента:

$$p = \frac{N}{A} \quad (8.16)$$

Для внецентренного:



$$p_{\min}^{\max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (8.17)$$

где:  $N$  и  $M$  – вертикальная и моментная нагрузка на фундамент;  
 $A$  – площадь подошвы фундамента;  
 $W$  – момент сопротивления площади подошвы.

## 8.6 Определение напряжений от собственного веса грунта

Начальные напряжения в толще грунта формируются под действием сил гравитации (собственного веса) и может изменяться в период работ нулевого цикла (выемки грунта, водопонижения и т. д.). Считается что деформации грунта от собственного веса уже прекратились и напряжения полностью стабилизировались. Тогда напряжения в толще однородного грунта определяются по следующим зависимостям:

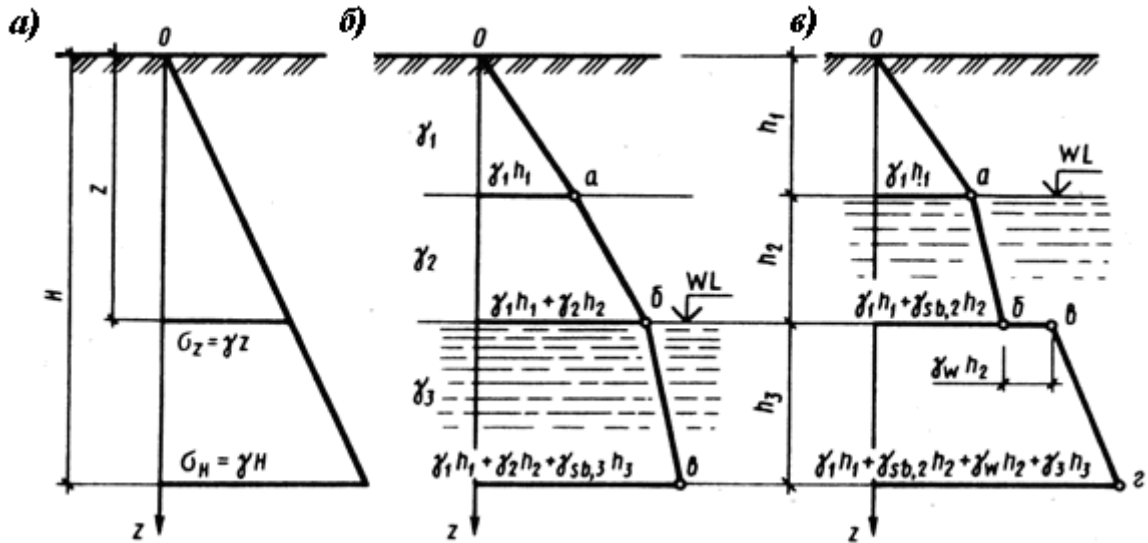
$$\sigma_z = \gamma h; \quad \sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z \quad (8.18)$$

$$\xi = \frac{\nu}{1-\nu}$$

где  $\xi$  – коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя.  
 $\nu$  – коэффициент Пуассона.

Эпюра природных вертикальных напряжений (бытовых напряжений) в однородном грунте будет иметь вид треугольника (рисунок 8.12а). В случае напластования разных грунтов (рисунок 8.12б) эпюра имеет вид ломаной линии, а напряжения определяются по формуле:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^k \gamma_i h_i \quad (8.19)$$



а – для однородного грунта; б – при неоднородном напластовании или наличии подземных вод; в – при неоднородном напластовании и наличии водоупора.

**Рисунок 8.12 – Эпюры распределения напряжений от собственного веса грунтов**

Неоднородность грунтов может вызываться не только наличием грунтов с различными характеристиками, но и с наличием в прелелах слоя горизонта грунтовых вод. В этом случае учитывается уменьшение удельного веса грунта за счет взвешивающего действия воды на минеральные частицы.

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} \quad (8.20)$$

Если на некоторой глубине от поверхности залегает водоупор (рисунок 8.12в). Необходимо учитывать гидростатическое давление воды на его кровлю.

## ТЕМА 9. ТЕОРИЯ ПРЕДЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ

Предельное напряженное состояние грунта — это состояние при котором малейшее добавочное силовое воздействие или уменьшение прочности грунта может привести к потере устойчивости массива. Возникают поверхности скольжения, развиваются существенные деформации, сопровождающиеся выпором грунта из-под подошвы фундамента, сползанием грунта в откосах, значительными смещениями конструкций ограждающих сооружений.

### 9.1 Понятие о предельном равновесии грунтов в данной точке и в грунтовом массиве. Уравнения предельного равновесия сыпучих и связных грунтов.

В элементарном объеме грунта, находящегося в предельном напряженном состоянии, имеются две сопряженные площадки скольжения (рисунок 9.1), на которых выполняется условие предельного равновесия

$$\tau_{\alpha} = \tau_{np} \quad (9.1)$$

$\tau_{\alpha}$  — касательное напряжение на площадке;

$\tau_{np}$  — предельное сопротивление грунта сдвигу, определяемое по закону Кулона:

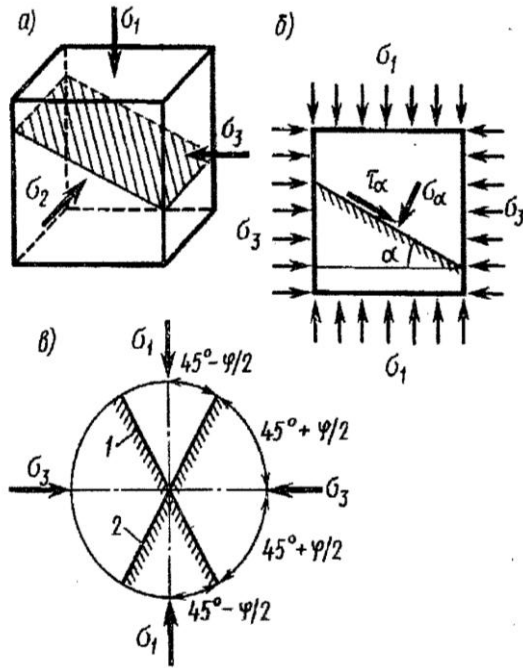
$$\tau_{np} = \sigma_{\alpha} \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \quad (9.2)$$

где:  $\sigma_{\alpha}$  — нормальное к площадке напряжение;

$\varphi$  и  $c$  — соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта.

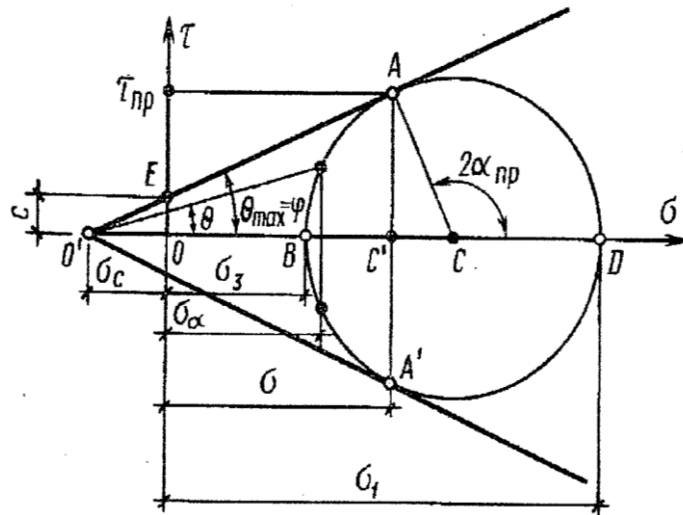
На этих площадках при малейшем увеличении  $\tau_{\alpha}$  или уменьшении  $\sigma_{\alpha}$  произойдет разрушение грунта за счет сдвига.

Напряженное состояние в точке может быть представлено диаграммой Мора (рисунок 9.1), связывающей между собой напряжения, действующие на площадках любой ориентации. Если круг Мора касается предельной линии, описываемой формулой (9.2), в точке имеет место предельное состояние, если не касается — допредельное.



1, 2 – площадки скольжения

**Рисунок 9.1 – Положение площадки скольжения (а); напряжения на наклонной площадке (б) и ориентация площадок скольжения относительно направления действия главных напряжений (в)**



**Рисунок 9.2 – Круг напряжений и график сопротивления сдвигу связного грунта в условиях плоской задачи**

Условие предельного равновесия в точке для несвязного грунта:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \sin \varphi \quad (9.3')$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \tan^2(45 - \varphi/2)$$

Условие предельного равновесия в точке для связного грунта:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} = \sin \varphi \quad (9.3)$$

где:  $\mathbf{s}_1$  и  $\mathbf{s}_3$  — соответственно максимальное и минимальное главные напряжения в точке.

Для случая плоской задачи можно выразить это условие через компоненты напряжений:

$$\frac{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma_x + \sigma_z + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi \quad (9.4)$$

С помощью выражений (9.3) и (9.4) можно оценить напряженное состояние грунта в любой точке массива. В основу теории предельного равновесия грунтов положено представление о том, что предельное состояние возникает одновременно во всех точках массива. Основное развитие теория предельного равновесия получила для плоских задач. В этом случае три неизвестные компоненты  $\mathbf{s}_x$  и  $\mathbf{s}_z$  и  $\mathbf{t}_{xz}$  в каждой точке массива могут быть определены решением системы из двух дифференциальных уравнений равновесия и одного алгебраического уравнения – условия предельного равновесия:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} &= \gamma \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} &= 0 \end{aligned} \quad (9.5)$$

$$(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2 = (\sigma_x + \sigma_z + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2 \cdot \sin^2 \varphi$$

где:  $\gamma$  — удельный вес грунта.

Решение этих уравнений зависит от граничных условий конкретной задачи. Решение, основанное на численном интегрировании, получено В.В. Соколовским.

Решение системы уравнений (9.5) вызывает значительные математические трудности, поэтому обычно уравнения этой системы преобразуются в дифференциальные относительно некоторой комбинации главных напряжений и направления площадок скольжения. Чаще используются приближенные решения, основанные на задании формы областей предельного равновесия, полученной в результате экспериментальных исследований.

## 9.2 Критические нагрузки на основание

В связных грунтах начальный участок  $0a$  графика зависимости  $s=f(p)$  будет почти горизонтальным при  $p \leq s_{str}$  (рисунок 9.3). Для сыпучих грунтов и глинистых нарушенной структуры деформации уплотнения возникают сразу при приложении нагрузки.

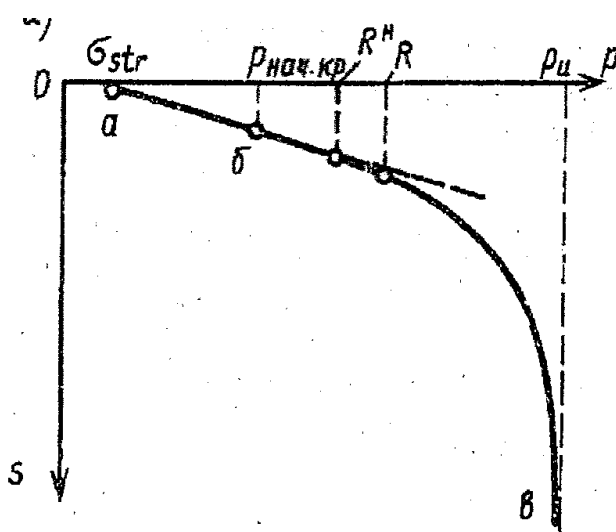


Рисунок 9.3 – График зависимости  $S=f(p)$

При дальнейшем увеличении нагрузки (Участок  $ab$ ) развивается процесс уплотнения. Частицы грунта в основании фундамента перемещаются преимущественно в вертикальном направлении. Пористость грунта уменьшается, зависимость близка к линейной  $s=f(p)$ . Возникающие под краями фундамента касательные напряжения меньше предельных значений, ни в одной точке основания не формируется предельное состояние. Нагрузка, ограничивающая этот участок, называется начальной критической нагрузкой  $p_{нач.кр.}$  на основание. А изменение нагрузок от 0 до  $p_{нач.кр.}$  характеризуют фазу

уплотнения грунта. Любая нагрузка меньше  $p_{нач.кр.}$  абсолютно безопасна для основания.

На участке  $b \leq b$  в точках по краям фундамента, касательные напряжения по некоторым площадкам становятся равными их предельным значениям. При возрастании нагрузки эти точки объединяются в зоны, размеры которых увеличиваются. В пределах зон возникают сдвиговые деформации, имеющие пластический характер. Грунт выдавливается в стороны от оси фундамента и график зависимости  $s=f(p)$  все больше отклоняется от линейного. При значительном увеличении нагрузки сверх  $p_{нач.кр.}$  во многих случаях осадка приобретает незатухающий во времени характер и может достигать очень больших размеров. Участок БВ называют зоной сдвигов. Концу этой фазы соответствует предельная критическая нагрузка  $p_u$ , при котором в основании образуются замкнутые области предельного равновесия и происходит потеря устойчивости грунтов основания.

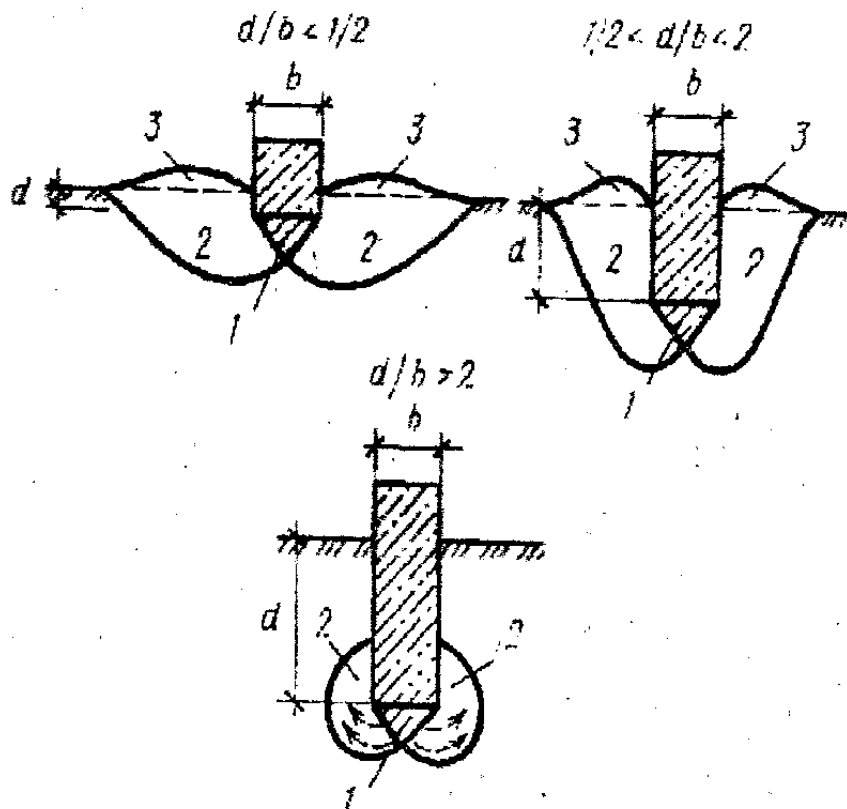
В случае жесткого фундамента под его подошвой формируется уплотненное ядро, раздвигающее окружающий грунт в стороны. Очертания областей предельного равновесия зависят от соотношения  $d/b$  фундамента (рисунок 9.3).

При  $d/b < 1/2$  области значительно развиты в стороны, движение грунта происходит вбок и вверх, на поверхности образуются валы выпирания.

При  $1/2 < d/b < 2$  области предельного равновесия сжимаются, их границы приобретают S-образное очертание, возможно образование валов выпирания.

При  $2 < d/b$  происходит глубинный выпор, сопровождающийся резким увеличением осадки..

Нагрузки  $p_{нач.кр.}$  и  $p_u$  соответствующие называются критическими на грунты основания. Их определяют методами теории предельного равновесия.



1 – уплотненное ядро; 2 – область предельного равновесия; 2 – валы выпирания  
**Рисунок 9.3 – Формирование областей предельного равновесия в основании при различной относительной глубине заложения фундамента**

**Начальная критическая нагрузка.** Расчетная схема приведена на рисунке (рисунок 9.4).

Для произвольной точки М в грунтовом массиве определим такое контактное напряжение  $p$ , при которой в этой точке возникнет предельное напряженное состояние. Полное напряжение в точке М определяется как сумма напряжений от собственного веса грунта выше этой точки и от местной дополнительной нагрузки интенсивностью  $p-q$ .

Вертикальное напряжение от собственного веса в точке М будет максимальным главным напряжением определяется по формуле:

$$\sigma_{1,g} = q + \gamma z = \gamma' d + \gamma z \quad (9.6)$$

где:  $\gamma'$  и  $\gamma$  — соответственно удельный вес грунта выше и ниже подошвы фундамента.

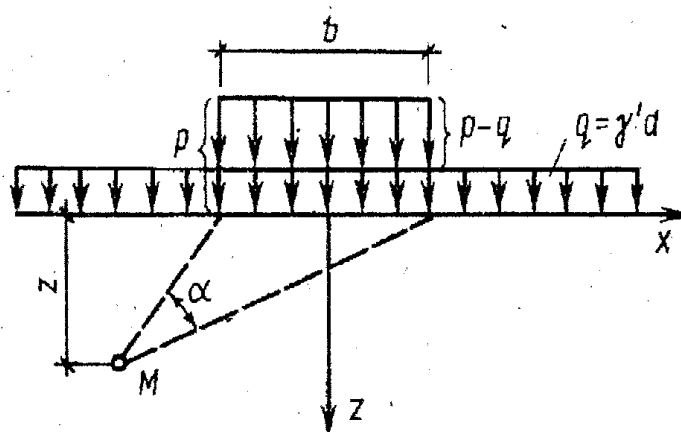
Минимальное главное напряжение от веса грунта:

$$\sigma_{3,g} = \xi \sigma_{1,g}$$



В случае гидростатического закона распределения напряжений от собственного веса грунта, т.е.  $\xi=1$ :

$$\sigma_{3,g} = \sigma_{1,g} \quad (9.7)$$



**Рисунок 9.4 – Расчетная схема для определения начальной критической нагрузки**

Максимальное и минимальное главные напряжения от местной полосовой нагрузки интенсивностью  $p-q$  можно записать в виде:

$$\sigma_{1,p-q} = \frac{p - \gamma' d}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) \quad (9.8.1)$$

$$\sigma_{3,p-q} = \frac{p - \gamma' d}{\pi} (\alpha - \sin \alpha) \quad (9.8.2)$$

где:  $\alpha$  — угол видимости точки М.

Полные напряжения в точке М определяются как:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_{1,p-q} + \sigma_{1,g} \\ \sigma_3 &= \sigma_{3,p-q} + \sigma_{3,g} \end{aligned} \quad (9.9)$$

Предельное напряженное состояние в точке М реализуется при соблюдении в этой точке условия (9.3).

$$\frac{p - \gamma' d}{\pi} \sin \alpha - \sin \varphi \cdot \left( \frac{p - \gamma' d}{\pi} \alpha + \gamma' d + \gamma z \right) = c \cdot \cos \varphi \quad (9.10)$$

Выражение (9.10) можно рассматривать как уравнение границы области, проходящей через точку М, на контуре которой от давления под подошвой фундамента  $p$  возникает состояние предельного равновесия. Координаты точек этой границы определяются неизвестными  $z$  и  $\alpha$ . Решая уравнение (9.10) относительно  $z$ , получим выражение:

$$z = \frac{p - \gamma' d}{\pi \gamma} \left( \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} - \alpha \right) - \frac{\gamma'}{\gamma} d - \frac{c}{\gamma} \operatorname{ctg} \varphi \quad (9.11)$$

Это уравнение определяет ординату границы области предельного равновесия  $z$ .

При  $z = z_{\max}$

$$\cos \alpha = \sin f, \text{ т.е. } \alpha = \pi/2 - f; \sin \alpha = \cos f \quad (9.12)$$

$$z_{\max} = \frac{p - \gamma' d}{\pi \gamma} (\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2) - \frac{\gamma'}{\gamma} d - \frac{c}{\gamma \cdot \operatorname{ctg} \varphi} \quad (9.13)$$

Решая выражение (9.13) относительно  $p$ , можно найти значение критического напряжения под подошвой фундамента, при котором область предельного равновесия развивается на заданную максимальную глубину  $z_{\max}$

$$p_{\text{кр}} = \frac{\pi(\gamma z_{\max} + \gamma' d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma' d \quad (9.14)$$

Поскольку при нагрузке  $p_{\text{нач.кр.}}$  касательные напряжения в любой точке массива не превышают предельных значений в формуле (9.14) следует принять  $z_{\max} = 0$ .

$$p_{\text{нач.кр.}} = \frac{\pi(\gamma' d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma' d \quad (15)$$

Выражение (9.15) без учета сцепления грунта было впервые получено Н.П. Пузыревским, его часто называют **формулой Пузыревского**.

Для идеально связных грунтов, пренебрегая трением частиц грунта ( $f=0$ ), получим:

$$p_{нач.кр.} = \pi c + \gamma' d \quad (9.16)$$

Как показывает практика, прочностные свойства грунтов при давлении под подошвой фундамента  $p < p_{нач.кр.}$  будут существенно недоиспользованы. Наблюдениями за осадками построенных сооружений было установлено, при развитии под центрально нагруженными фундаментами зон предельного равновесия на глубину  $z_{max}=0,25b$ , несущая способность оснований остается обеспеченной, а зависимость  $s=f(p)$  остается близкой к линейной. В связи с этим в 1955г. было введено понятие нормативного сопротивления грунта, соответствующего давлению под подошвой фундамента, до достижения которого при расчете осадок возможно использовать зависимости теории линейного деформирования грунта.

Подставив в формулу (9.14)  $z_{max}=b/4$ , получим:

$$R^H = \frac{\pi(\gamma b/4 + \gamma' d + c \cdot ctg\varphi)}{ctg\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma' d \quad (9.17)$$

$$R^H = M_\gamma \gamma b + M_q \gamma' d + M_c c \quad (9.18)$$

где:  $M_\gamma$ ,  $M_q$  и  $M_c$  — безразмерные коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения  $\varphi$ , определяемые по таблицам нормативных документов.

$$M_\gamma = \frac{\pi}{4(ctg\varphi + \varphi - \pi/2)}; M_q = \frac{\pi}{ctg\varphi + \varphi - \pi/2} + 1; M_c = \frac{\pi \cdot ctg\varphi}{ctg\varphi + \varphi - \pi/2}$$

Для практических расчетов значения коэффициентов представляют в виде таблицы в зависимости от угла внутреннего трения  $\varphi$ .

Последующие наблюдения за осадками построенных сооружений позволили еще больше увеличить давление под подошвой фундаментов до достижения которого допустим расчет осадок по формулам линейно деформированного полупространства. Эта величина получила название **расчетное сопротивление грунта R**.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma + M_q d_1 \gamma' + (M_q - 1) d_b \gamma' + M_c \cdot c], \quad (9.19)$$

где  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  — коэффициенты условий работы, зависят от вида грунта и жесткости здания, изменяются от 1 до 1,4;

$k$  – коэффициент, принимаемый равным:  $k=1$ , если прочностные характеристики грунта ( $\varphi$  и  $c$ ) определены непосредственными испытаниями и  $k=1,1$ , если они приняты по таблицам;

$k_z$  – коэффициент, принимаемый равным:

при  $b < 10\text{м}$  –  $k_z=1$ , при  $b \geq 10\text{м}$  –  $k_z = \frac{z_0}{b} + 0,2$  (здесь  $z_0=8\text{м}$ );

$b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$\gamma$  – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов ниже подошвы фундамента на глубину  $2b$  (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды),  $\text{кН/м}^3$ ;

$\gamma'$  – то же выше подошвы с учетом уплотнения засыпки;

$c$  – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента,  $\text{кПа}$ ;

$d_1$  – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'$$

где  $h_s$  – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

$h_{cf}$  – толщина конструкции пола подвала, м;

$\gamma_{cf}$  – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала,  $\text{кН/м}^3$ ;

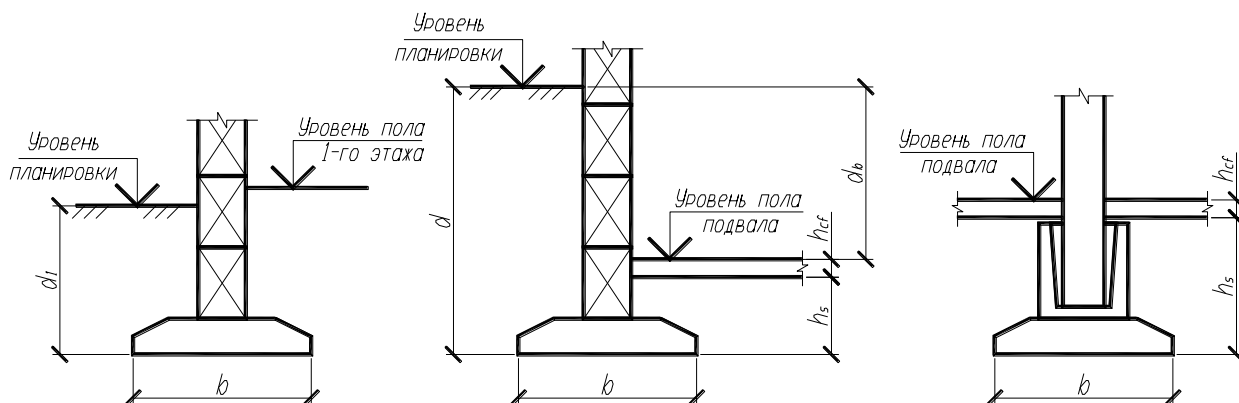
$d_b$  – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной  $B \leq 20$  м и глубиной свыше 2 м принимается  $d_b = 2$  м, при ширине подвала  $B > 20$  м –  $d_b = 0$ ).

Расчетные схемы для определения  $R$  приведены на рисунке 9.5.

**а)**

**б)**

**в)**



**Рисунок 9.5 – Расчетные схемы для фундамента под наружную стену здания без подвала (а), фундамента под наружную стену здания с подвалом (б) и фундамента внутренней колонны в подвале (в)**

**Предельная критическая нагрузка  $p_u$**  соответствует давлению под подошвой фундамента, при котором происходит исчерпание несущей способности грунтов основания. В основании формируются развитые области предельного равновесия, что сопровождается выдавливанием грунта на поверхность и образованием валов выпирания. Нагрузка  $p_u$ , соответствующая приводит к потере устойчивости грунта основания и является абсолютно недопустимой при проектировании сооружений.

Впервые задача об определении предельной критической нагрузки для плоской задачи была решена Л. Прандтлем и Г. Рейснером в 1921г.

$$p_u = \gamma' d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - c \cdot \operatorname{ctg} \varphi \quad (9.20)$$

По формуле 20 можно построить границы областей предельного равновесия и два семейства линий скольжения. В пределах этих областей можно выделить три зоны. Непосредственно под контуром загрузки (зона АОВ) линии скольжения образуют вытянутые по вертикали ромбы с меньшим углом, равным  $\pi/2 - \varphi$ . В зоне ОВС одно семейство линий скольжения образует лучи, выходящие из точки О, другое систему отрезков логарифмических спиралей. Зона OCD так же образована ромбами, но вытянутыми по горизонтали. Угол выхода области предельного равновесия на поверхность составляет  $\pi/4 - \varphi/2$ .

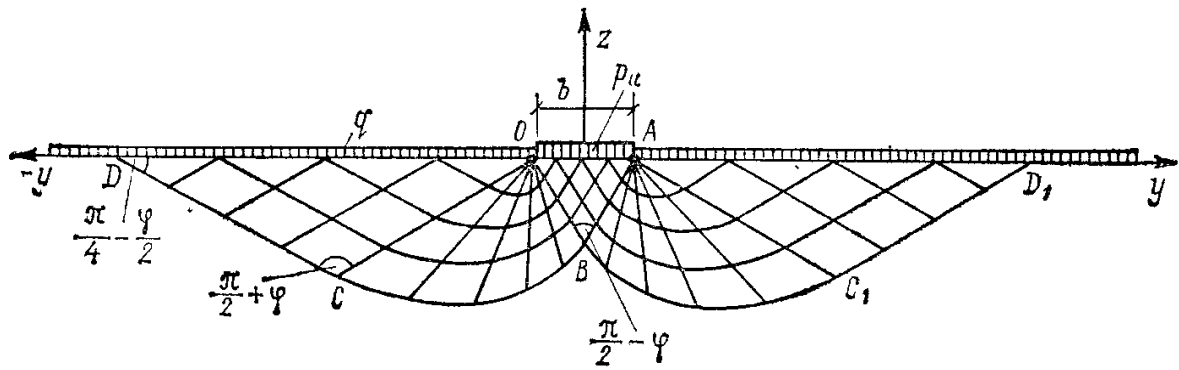


Рисунок 9.6 – Два семейства линий скольжения при предельной полосовой нагрузке при  $\sigma=0$

Для идеально связных грунтов это решение будет иметь вид:

- плоская задача

$$p_u = 5,14c + \gamma' d \quad (21)$$

- осесимметрическая задача

$$p_u = 5,7c + \gamma' d \quad (22)$$

Однако эти формулы дают заниженные значения критической нагрузки, поскольку не учитывают собственный вес грунта и наличие уплотненного ядра грунта.

Наиболее полное решение получено В.В. Соколовским в 1952г. для случая плоской задачи при действии на поверхности наклонной под углом  $\alpha$  к вертикали нагрузки. Вертикальная составляющая критической нагрузки  $p_u$  в любой точке загруженной поверхности с координатой  $x$  могут быть приведены к виду

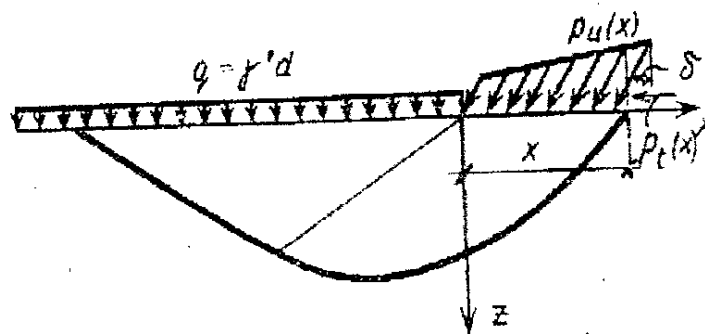


Рисунок 9.7 – Схема действия наклонной нагрузки на основание

$$p_u = N_\gamma \gamma x + N_q q + N_c c$$

$$p_t = p_u \operatorname{tg} \delta \quad (23)$$

где:  $N_\gamma$ ,  $N_q$  и  $N_c$  — безразмерные коэффициенты несущей способности, зависящие от угла внутреннего трения  $\mathbf{f}$  и угла наклона нагрузки  $\mathbf{d}$ , определяемые по таблицам нормативных документов

## ТЕМА 10. ДАВЛЕНИЯ ГРУНТОВ НА ОГРАЖДЕНИЯ: АКТИВНОЕ, ПАССИВНОЕ И СОСТОЯНИЯ ПОКОЯ

Ограждающие конструкции предназначены для защиты от обрушения находящегося за ними грунтового массива. Наиболее распространенной ограждающей конструкцией является *подпорная стенка*. По конструктивному исполнению подпорные стенки делятся на:

- массивные (гравитационные);
- тонкостенные.

Устойчивость массивной стенки на сдвиг и опрокидывание обеспечивается ее собственным весом. Тонкостенной — собственным весом и весом грунта, вовлеченного в работу, либо защемлением в основание.

По характеру работы подпорные стенки делятся на:

- жесткие;
- гибкие.

Жесткие под действием давления грунта изгибаются незначительно и их деформации не изменяют характер давления грунта на стенку. Гибкие подпорные стенки под воздействием нагрузки изгибаются и характер эпюры давления зависит от деформации стенки.

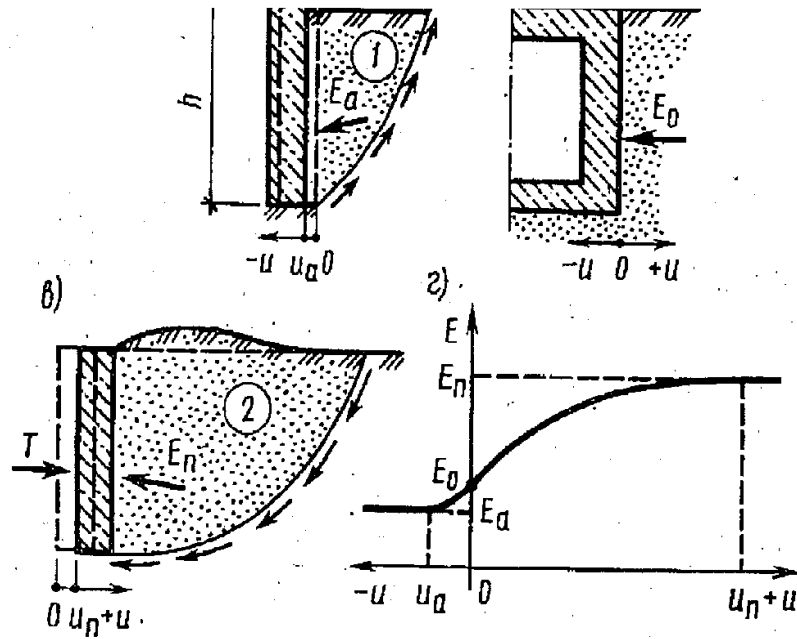
Равнодействующая давления грунта на стенку  $E$  зависит от направления, величины и характера ее смещения (рисунок 10.1).

Если под действием внешней нагрузки стенка не смещается и не изгибается (коробчатое сечение), давление, реализуемое при отсутствии горизонтальных смещений, называется давлением покоя  $E_0$ . Ордината горизонтального давления грунта определяется с учетом коэффициента бокового давления  $\lambda$ .

Под действием давления грунта стенка может смещаться в сторону от засыпки. При некотором значении горизонтального смещения в грунте засыпки формируется область обрушения грунта, граница которой называется *поверхностью скольжения*, а сама область *призмой обрушения*. Давление, передаваемое призмой обрушения, *называется активным давлением*.

Если под действием внешней нагрузки подпорная стенка смещается в сторону грунта, при некотором перемещении в грунте засыпки возникает поверхность скольжения, формирующая призму выпирания. Давление грунта в этом случае называется *пассивным* или *отпором*.



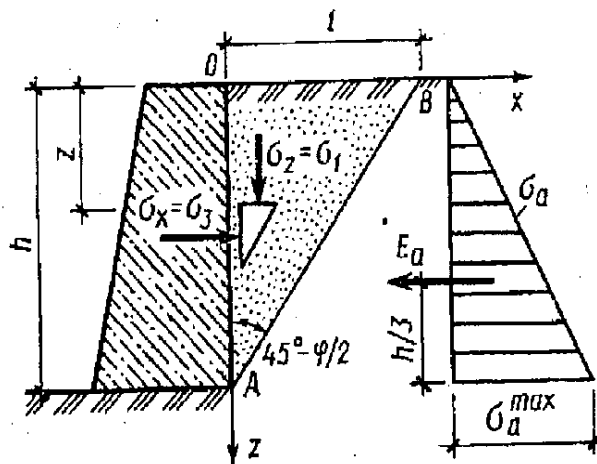


1 – призма обрушения; 2 – призма выпирания

**Рисунок 10.1 – Связь равнодействующей давления грунта  $E$  с величиной и направлением горизонтального смещения  $u$  стенки**

Для формирования призмы обрушения достаточно небольшого горизонтального смещения стенки (около 0,002 ее высоты). Призма выпирания образуется при значительно больших давлениях.

В большинстве случаев на подпорную стенку с одной стороны будет действовать активное давление, а с другой пассивное. Для упрощения расчетных схем часто используют допущение о прямолинейном очертании линий скольжения, введенное Ш. Кулоном.



**Рисунок 10.2 – Схема для определения активного давления сыпучего грунта на гладкую стенку**

Расчет подпорных стенок в большинстве случаев ведется на 1 м.п. ширины (плоская задача).

$$\sigma_{\gamma h} = \gamma \cdot h \cdot \lambda \quad (10.1)$$

где  $\lambda$  - коэффициент бокового давления грунта, зависящий от вида перемещения стенки.

для активного состояния

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (10.1)$$

для пассивного состояния

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) \quad (10.1)$$

для состояния покоя

$$\lambda = 1 - \sin \varphi \quad (10.1)$$

Равномерно распределенная нагрузка  $q$  на поверхности грунта увеличивает горизонтальное давление по всей высоте стенки на величину

$$\sigma_q = q\lambda \quad (10.1)$$

У связных грунтов за счет сцепления с горизонтальное давление в активном состоянии и покое уменьшается, а в пассивном увеличивается по всей высоте стенки на значение

$$\sigma_c = \pm 2c\sqrt{\lambda} \quad (10.1)$$

При  $\alpha = \rho = \delta = 0$  выражение для коэффициентов бокового давления  $\lambda$  грунта наиболее просты:

Значения этих коэффициентов табулированы в зависимости от  $\varphi$  и их каждый раз не требуется вычислять.

Таким образом, суммарное горизонтальное давление  $\sigma_h$  составит:

- для активного состояния:

$$\sigma_{\alpha} = (\gamma h + q) \lambda_{\alpha} - 2c\sqrt{\lambda_{\alpha}} \quad (10.1)$$

- для состояния покоя:

$$\sigma_0 = (\gamma h + q) \lambda_0 - 2c\sqrt{\lambda_0} \quad (10.1)$$

- для пассивного состояния:

$$\sigma_p = (\gamma h + q) \lambda_p + 2c\sqrt{\lambda_p} \quad (10.1)$$

## ТЕМА 11. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ

Устойчивость грунтов в откосах оценивается при:

- разработке котлованов,
- вертикальной планировке грунтов с уступами,
- устройстве выемок и насыпей,
- возведении сооружений на склонах и др.

Выбор оптимальной крутизны откосов при проектировании насыпей и выемок позволяет с одной стороны избежать аварий, а с другой снизить объемы земляных работ.

### 11.1 Основные причины потери устойчивости откосов

1. Устранение естественной опоры массива грунта вследствие разработки котлованов, подмыва откоса и т. д.

2. Увеличение внешней нагрузки на откос (возведение сооружений или складирование грунта у бровки).

3. Устройство недопустимо крутого откоса.

4. Увеличение веса грунта в призме обрушения при насыщении пор водой.

5. Влияние взвешивающего действия воды в основании.

6. Увеличение гидродинамического давления воды, выходящей через поверхность откоса.

7. Снижение сцепления и трения грунта при его увлажнении и разрыхлении вследствие промерзания и оттаивания.

8. Динамические воздействия при движении транспорта, забивке свай, землетрясениях и т.д.

Часто нарушение устойчивости откосов является результатом нескольких причин.

При расчете откосов необходимо оценивать вероятные изменения условий работы грунтов в течение всего периода эксплуатации. Своевременно принимать меры по исключению возможного уменьшения коэффициента надежности по устойчивости.

### 11.2. Устойчивость откосов, обладающих только трением или только сцеплением

#### *Основные допущения*

Данный тип задачи является наиболее простым и наиболее приближенным. Решения получены при следующих допущениях:

- Грунт считается однородным и анизотропным по всей высоте откоса.

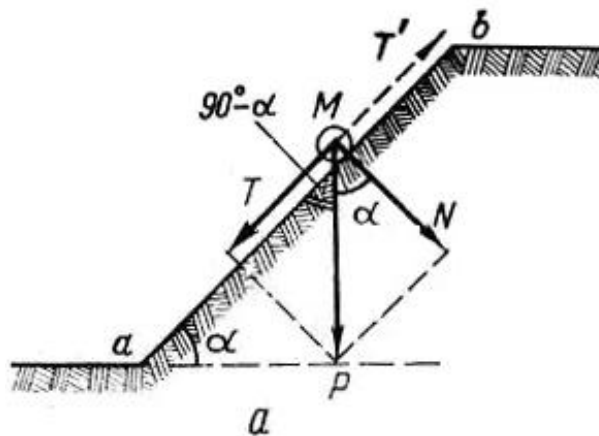
- Грунт рассматривается либо как идеально сыпучая среда ( $\varphi \neq 0$ ;  $c = 0$ ), либо как идеально-связанная среда ( $\varphi = 0$ ;  $c \neq 0$ ).

- Поверхность обрушения принимается плоской.

Как видим данные допущения существенно искажают фактическое поведение грунта при обрушении и не отражают основные особенности его свойств. Поэтому они применяются лишь для предварительных расчетов.

### ***Устойчивость откосов, обладающих только трением***

Принятая расчетная схема при данной постановке задачи приведена на рис.11.1. Для идеально сыпучего грунта правильнее говорить не об обрушении грунта, а об его осыпании. Поэтому необходимо рассматривать равновесие частицы грунта на поверхности откоса.



**Рисунок 11.1 – Схема действия сил на частицу откоса для идеально сыпучего грунта.**

Условие равновесия в принятых на расчетной схеме обозначениях будет иметь вид:

$$T = T',$$

где  $T$  – сила, сдвигающая частицу вниз (наклонная составляющая веса частицы  $P$ )

$T'$  - сила, сдерживающая частицу на откосе (сила трения)

при этом,

$$T = P \cdot \sin \alpha$$

$$T' = f \cdot N = f \cdot P \cdot \cos \alpha,$$

где  $f$  – коэффициент трения, который для идеально связанных грунтов равен  $\operatorname{tg} \varphi$ , т.е.

$$f = \operatorname{tg} \varphi$$

После подстановок и сокращений получим:

$$\sin \alpha = f \cdot \cos \alpha$$

$$\frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} = \operatorname{tg} \varphi$$

или

$$\alpha = \varphi \quad (11.1)$$

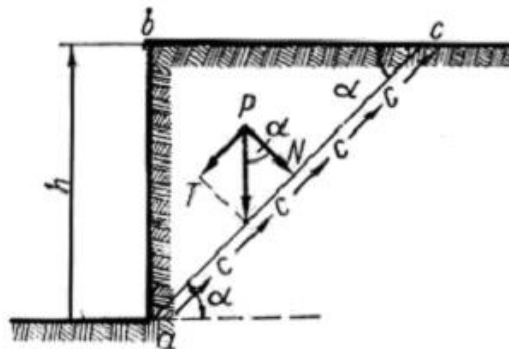
Таким образом: **предельный угол заложения откоса для идеально сыпучих грунтов  $\alpha$  равен углу внутреннего трения  $\varphi$ .**

Следует отметить, что если песчаные грунты обладают хоть небольшим сцеплением ( $c \neq 0$ ) уравнение (11.1) даст заниженное значение предельного угла заложения. Условие устойчивости идеально-связанных грунтов

### **Устойчивость откосов, обладающих только сцеплением**

В идеально связанных грунтах (к ним с некоторым приближением можно отнести глины) откосы могут быть выполнены с практически вертикальной стенкой.

В этом случае можно определить максимально возможную высоту вертикального откоса, при которой он будет находиться в устойчивом равновесии. Расчетная схема в данной постановке задачи представлена на рис. 11.2.



**Рисунок 11.2 – Расчетная схема при определении максимальной высоты устойчивого откоса**

Рассмотрим равновесие призмы обрушения abc.

Как и в предыдущем случае запишем:

$$T = T',$$

где  $T$  – сдвигающаяся сила (наклонная составляющая веса призмы обрушения  $P$ );

$T'$  - сумма сил удерживающих призму abc от обрушения;

При этом вес призмы (шириной из плоскости рисунка = 1 единицы длины):

$$P = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{ctg} \alpha,$$

где  $\gamma$  – удельный вес грунта.

Так как  $\varphi=0$  и  $\operatorname{tg}\varphi=0$  удерживающими силами будут только силы удельного сцепления  $c$ , действующие по границе скольжения  $ac$ . Величину равнодействующей сил сцепления при ширине откоса равной 1 ед. длины определяем по формуле:

$$T' = \beta_1 \cdot c \cdot |ac| \cdot 1 \text{ ед. длины} = \frac{1}{2} c \cdot \frac{h}{\sin \alpha}$$

где  $\beta_1 = \frac{1}{2}$  – эмпирический коэффициент, позволяющий элементарным путем прийти к решению почти совпадающим при данных условиях к строгим решениям теории предельного равновесия.

Условие предельного равновесия окончательно запишем в виде:

$$\frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{ctg} \alpha \cdot \sin \alpha = \frac{c}{2} \frac{h}{\sin \alpha}$$

откуда

$$c = \frac{\gamma h}{2} \sin 2\alpha$$

Или

$$h = \frac{2c}{\gamma \sin 2\alpha} \quad (11.2)$$

Так как линия  $ac$  была проведена произвольно, следует найти такую поверхность скольжения при которой  $h$  будет минимальным, а значит  $\sin 2\alpha$  должно быть максимальным, т.е. равным 1:

$$\sin 2\alpha = 1,$$

$$\text{откуда } \alpha = 45^\circ$$

Окончательно получаем

$$h = \frac{2c}{\gamma} \quad (11.3)$$

Следует достаточно осторожно назначать высоту вертикальных откосов по полученной зависимости (11.3), так как оно справедливо лишь для однородных и изотропных на всю высоту откоса грунтов. В большинстве случаев глинистые грунты характеризуются слоистой текстурой и как правило не однородны по глубине. В этом случае значение предельной высоты откоса с вертикальной стенкой может получиться больше фактического значения, при котором произойдет обрушение откоса.

### **11.3 Устойчивость откосов, обладающих трением и сцеплением. Метод круглоцилиндрических поверхностей**

Данный метод нашел широкое применение на практике, как наиболее универсальный. Он позволяет:

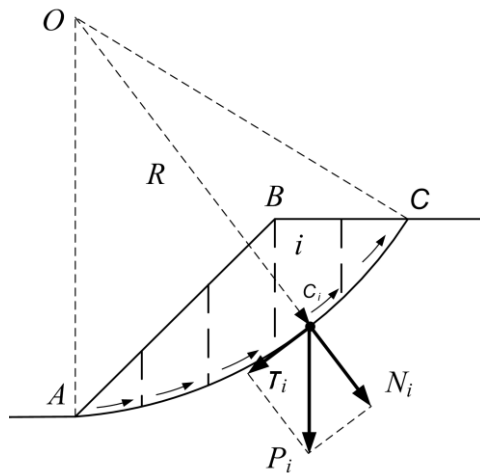
- учесть неоднородность грунтового массива по всей высоте откоса.
- оценить устойчивость откосов различного очертания при любой форме склона и бровки откоса;
- учесть действие внешних поверхностных и объемных сил (в том числе и фильтрационных);

Метод круглоцилиндрических поверхностей основывается на опытных данных, свидетельствующих, что при оползнях вращения очертание поверхности скольжения практически соответствует *круглоцилиндрическому*. Задавшись формой поверхности скольжения и зная силы, действующие на ее границе можно составить уравнения статического равновесия и вывести условие устойчивости откоса.

Для того что бы учесть свойства различных грунтов, слагающих откос и нагрузки, приложенные в различных зонах откоса, область обрушения откоса



разбивается на отдельные блоки с вертикальными стенками. Расчетная схема для данного метода приведена на рис. 10.12.



**Рисунок 11.3 – Расчетная схема метода круглоцилиндрических поверхностей**

Сформулируем основные допущения метода круглоцилиндрических поверхностей:

- Поверхность скольжения принимается круглоцилиндрической с центром вращения в точке  $O$ .
- Вес грунта и внешние силы определяют в пределах элементарного блока с вертикальными стенками и их равнодействующую условно прикладываем по границе скольжения.
- Элементарные блоки не давят друг друга.
- В пределах нижней грани блока прочностные свойства грунта принимаются постоянными (поэтому нижняя грань блока должна лежать в пределах одного инженерно-геологического элемента).
- В пределах нижней грани блока поверхность сдвига принимается плоской.

Условие равновесия откосов запишем в виде суммы моментов относительно центра вращения  $O$ :

$$\sum M_0 = 0 \text{ или}$$

$$\sum T_i R - \sum N_i \operatorname{tg} \varphi \cdot R - \sum c_i \cdot \ell_i \cdot R = 0 \quad (11.4)$$

Или

$$\sum T_i^* - \sum N_i \operatorname{tg} \varphi - \sum c_i \cdot \ell_i = 0 \quad (11.5)$$

где  $\sum T_i$  - сумма сил сдвигающих призму обрушения.

$\sum N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi$  - сумма сил трения.

$\ell_i$  - длина дуги скольжения в пределах  $i$ -го блока.

$c_i$  - удельное сцепление грунта в пределах грани скольжения  $\ell_i$   $i$ -го блока.

$N_i, T_i$  - нормальная и касательная составляющие равнодействующей всех сил, действующих в пределах  $i$ -го блока (вес блока, поверхностных и объемных сил в пределах блока).

Оценка устойчивости откосов на практике чаще всего производится при помощи **коэффициента устойчивости откоса  $\eta$** , представляющего собой отношение суммы моментов удерживающих сил к сумме сдвигающих:

$$\eta = \frac{M_{уд}}{M_{сдв}} = \frac{\sum N_i \operatorname{tg} \varphi \cdot R + \sum c_i \ell_i \cdot R}{\sum T_i \cdot R}$$

Или

$$\eta = \frac{\sum N_i \operatorname{tg} \varphi + \sum c_i \ell_i}{\sum T_i} \quad (11.6)$$

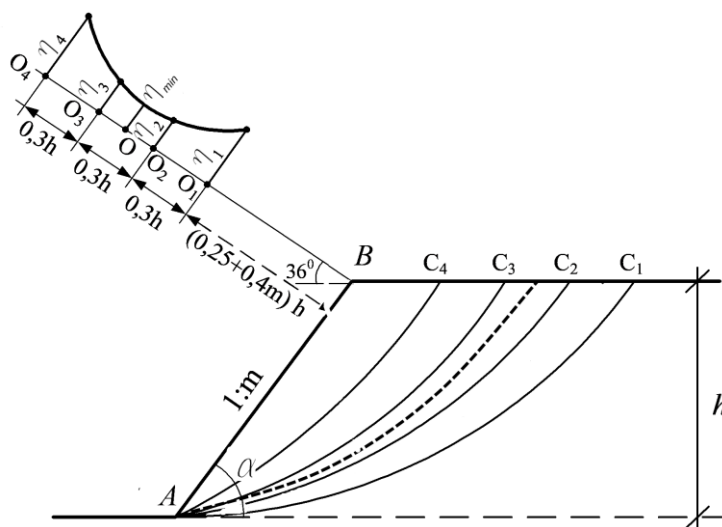
Устойчивость откоса считается обеспеченной, если  $\eta \geq 1,1 \div 1,5$ .

Очевидно, что для одного откоса можно назначить бесконечное множество поверхностей скольжения. Определить наиболее опасную поверхность скольжения можно лишь вариантным методом. Для этого необходимо рассмотреть несколько наиболее вероятных поверхностей скольжения и определить ту, для которой коэффициент устойчивости откоса ( $\eta$ ) будет минимальным.

Точность определения наиболее опасной поверхности скольжения вариантным методом зависит от правильности выбора области поиска и количества изученных поверхностей скольжения. В то же время, увеличение числа рассматриваемых поверхностей увеличивает трудоемкость расчета и поэтому данный подход в основном реализуется в программах расчета для ЭВМ. Алгоритм определения  $\eta_{\min}$  в этом случае строится с использованием известных методов решения оптимизационных задач.

Наиболее простой (но менее точный) метод определения наиболее опасной поверхности скольжения основывается на теоретических и экспериментальных данных, свидетельствующих, что в большинстве случаев центры вращения наиболее вероятной призмы скольжения лежат на линии, выходящей из точки В под углом  $36^\circ$  (рис.10.13).

Задаваясь различными положениями точек вращения ( $O_1, O_2, O_3, \dots, O_n$ ), можно провести различные поверхности скольжения ( $C_1, C_2, C_3, \dots, C_n$ ) для которых определяются значения устойчивости откоса ( $\eta_1, \eta_2, \eta_3, \dots, \eta_n$ ). Анализ полученных данных позволяет определить точку вращения, где  $\eta = \eta_{\min}$  и соответственно наиболее опасную поверхность скольжения.



**Рисунок 11.4 – К определению наиболее опасной поверхности скольжения**

Необходимо отметить, что упрощенный метод при сложном строении откоса может дать неверное значение коэффициента устойчивости откоса. Поэтому его рекомендуется применять лишь для прикидочных расчетов.

### 11.4 Расчет устойчивости прислоненных откосов

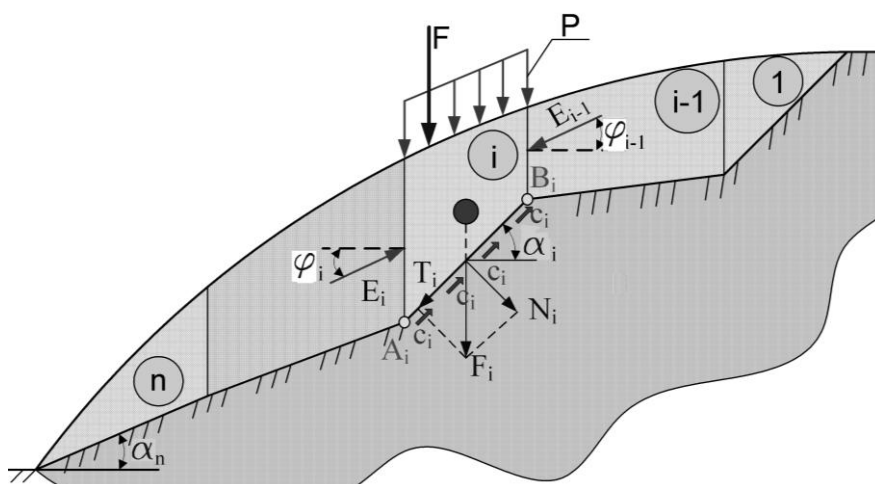
Данный метод применяется при расчете откосов с фиксированной поверхностью скольжения, определяемой особенностями геологического строения, когда более плотные и прочные слои грунта перекрываются насыпными или слабыми грунтами, а также откосы с выраженным выклиниванием слоев грунта различного типа.

В этом случае при нарушении равновесия откосы сползают по границе между рыхлыми и более плотными породами. Аналогично, поверхность скольжения может быть однозначно определена при наличии в толще откоса вклинивающей прослойки слабого грунта. Особенно если эта прослойка

представляет собой глинистый грунт текучей или текучепластичной консистенции.

Расчетная схема откоса по фиксированной поверхности представлена на рис. 11.5.

При составлении расчетной схемы откос разбивается на отдельные элементарные блоки с вертикальными стенками. Разбиение производится таким образом, чтобы в пределах одного отсека поверхность скольжения была близка к плоской.



**Рисунок 11.5 – Расчетная схема при определении устойчивости прислоненного откоса**

В пределах каждого отсека будут действовать:

- собственный вес блока  $F_i$ , который разложим на составляющие  $T_i$ ,  $N_i$ ;
- внешние поверхностные силы  $F$ ,  $p$ ;
- силы удельного сцепления  $c_i$  по поверхности скольжения  $|A_i B_i|$ ;
- давление со стороны вышележащего ( $E_{i-1}$ ) и нижележащего отсека ( $E_i$ ).

$E_{i-1}$ ,  $E_i$  – это оползневые давления, которые прикладывают к вертикальным граням отсеков под углом  $\varphi_{i-1}$ ,  $\varphi_i$  – соответственно. (Для однородного откоса  $\varphi_{i-1} = \varphi_i = \varphi$ ).

Зная направления действия сил, составляется условие равновесия для каждого блока, в виде суммы проекций всех сил на линию  $A_i B_i$ .

$$\sum N_{A_i B_i} = 0 \quad (11.7)$$

Расчет начинают с 1 – го блока (рисунок 11.6), для которого оползневое давление “сверху” равно 0.

$$E_{1-1} = 0$$

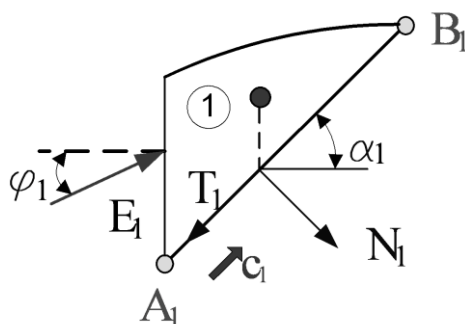


Рисунок 11.6 – К определению оползневого давления для 1-го блока

Таким образом уравнение равновесия (11.7) для 1 – го блока будет содержать всего один неизвестный член  $E_1$ . Определив его, переходим ко 2-му блоку. Согласно третьему закону Ньютона принимаем  $E_{2-1} = E_1$ , тогда расчетная схема для второго блока будет иметь вид (рисунок 11.7):

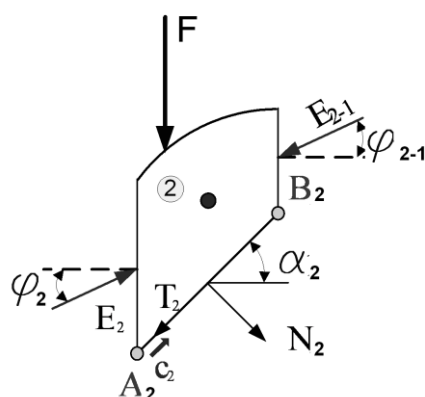


Рисунок 11.6 – К определению оползневого давления для 2-го блока

Составляем условие равновесия для 2-го блока, находим  $E_2$  и т.д. вплоть до  $n$ -го блока. Если в последнем блоке оползневое давление  $E_n > 0$  можно сделать вывод, что суммарное значение сил сопротивления меньше чем сил, сдвигающих откос и, следовательно, откос находится в неустойчивом состоянии. При  $E_n \leq 0$  устойчивость откоса считается обеспеченной.

### 11.5 Меры по увеличению устойчивости откосов

При неустойчивом откосе принимают меры по увеличению его устойчивости:

**А – уположение откоса;**

**Б – поддержание откоса подпорной стенкой;**

**В – дренирование и осушение грунтов откоса;**

**Г – закрепление грунтов в откосе;**

**Д – посев трав на откосе;**

**Е – пригрузка в основании откоса дренажная их щебня или гравия;**

**Ж – армирование откоса.**

На оползневых массивах устраивают удерживающие конструкции – подпорные стены и свайные ростверки (заанкеренные) в сочетании с лучевыми дренами.

## **ТЕМА 12. ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ И РАСЧЕТ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ**

### **12.1 Общие положения**

Обеспечение проектного положения зданий и сооружений в пространстве в течение всего срока эксплуатации возможно лишь тогда, когда перемещения их фундаментов минимальны. В противном случае в несущих конструкциях могут образоваться значительные повреждения в виде трещин, отрыва закладных деталей, крена всего сооружения. Развитие данных повреждений происходит, как правило, при значительных неравномерных деформациях грунтового основания и нередко заканчивается обрушением здания или отдельных его частей.

Полностью избежать деформации грунтовых оснований невозможно. Как уже отмечалось выше (лекция 4), современные осадочные отложения обладают деформативностью в сотни и даже в тысячи раз больше чем конструкционные материалы. Из-за деформации грунтового основания, особенно если они неравномерные, предельное состояние в надземных конструкциях зачастую наступает гораздо раньше, чем потеря устойчивости основания.

В действующих нормах проектирования законодательно установлено, что расчет оснований и фундаментов по деформациям выполняется в обязательном порядке во всех случаях, для всех зданий и сооружений независимо от категории ответственности. Расчет по деформациям фактически является определяющим при проектировании фундаментных конструкций.

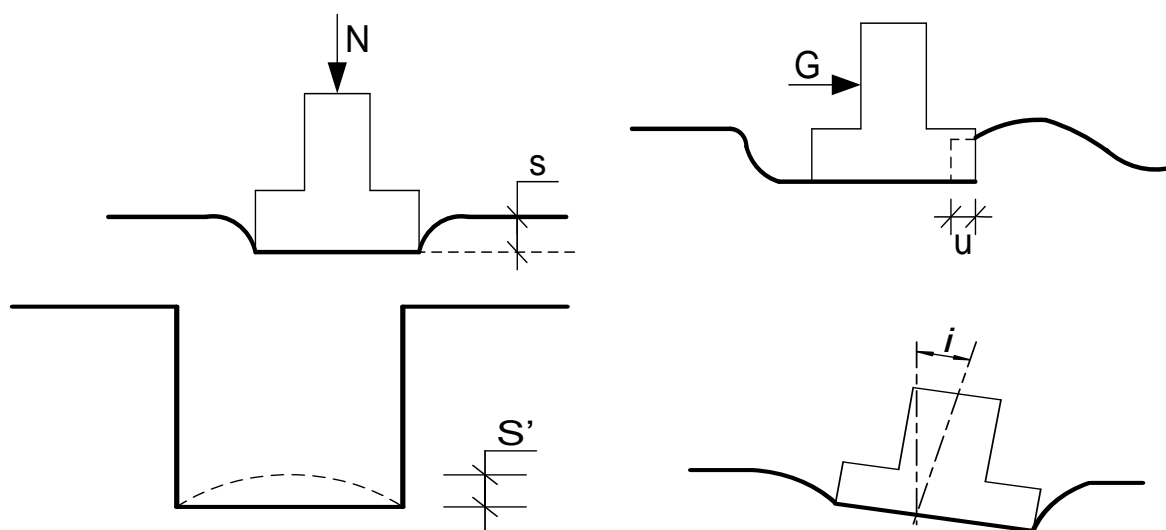
При расчете оснований по деформациям необходимо также учитывать, что процесс деформирования грунта может растянуться на значительный период времени. Этот период может измеряться годами, десятками и даже сотнями лет. К примеру, неравномерные деформации основания всемирно известной Пизанской башни были зафиксированы и в наше время спустя 800 лет после начала ее строительства.

Особо следует отметить и то обстоятельство, что под влиянием техногенных факторов различного рода в основании уже существующих много лет зданий могут развиваться дополнительные неравномерные деформации с образованием повреждений в несущих конструкциях. К таким факторам можно отнести подтопление или осушение прилегающей территории, появление источников динамических и вибрационных колебаний, строительство вблизи существующего здания новых сооружений и т.п.

### **12.2 Основные виды деформаций грунта**

В зависимости от направления перемещений поверхности грунтового основания и фундаментных конструкций различают следующие виды деформации:

- *Осадка (S)* – вертикальное смещение грунта по направлению действия сил гравитации.
- *Сдвиг (U)* – горизонтальное смещение фундамента и окружающего грунта.
- *Подъем (пучение) (S')* – вертикальное смещение грунта вверх вследствие действия сил пучения или набухания грунтов.
- *Крен (i)* – неравномерная осадка фундамента или всего сооружения.
- 



а) – осадка; б) – сдвиг; в) – подъем

**Рисунок 12.1 – Основные виды деформаций грунтового основания**

Осадка – основной вид деформации грунтовых оснований, которому в механике грунтов уделяется наибольшее внимание.

### 12.3 Причины развития деформации грунта

Деформации грунтов могут быть вызваны различными причинами. Среди основных необходимо выделить следующие:

- Действие внешней нагрузки от сооружений (давление на грунт от фундамента, пригрузка основания при планировке отсыпкой, давление от земляных сооружений и т.п.);
- Изменение влажности грунтов (набухание и усадка, просадка грунтов);
- Расструктурирование грунтов под действием вибрационных или динамических колебаний;
- Изменение температурного режима (замораживание и оттаивание



грунтов).

В данной лекции мы будем рассматривать деформации. Рассмотрим методы определения деформаций грунтов от действия внешних нагрузок.

В зависимости от вида сооружения, его размеров, соотношения сторон фундаментов нагрузки от сооружения можно рассматривать как:

- Местные – приложенная по ограниченной площади.
- Полосовые – от фундаментов протяженных конструкций и сооружений (ленточные фундаменты, насыпи дорог, дамбы и пр.)
- Сплошные – приложенная на значительной по размерам площади (длина и ширина нагрузки значительно больше толщины сжимаемого слоя). К примеру, отсыпка насыпи при инженерной подготовке территорий, сложенных слабыми грунтами.

## 12.4 Основные слагаемые деформаций

Грунт, как уже отмечалось ранее, представляет собой сложную многофазную систему. Объемные и сдвиговые деформации происходят как вследствие изменения объема составляющих грунт компонентов (твердой, жидкой и газообразной фазы) так и в результате изменения общей структуры грунта (смещения твердых частиц относительно друг друга).

В общем случае деформация основания от действия нагрузок может быть найдена как сумма следующих основных слагаемых:

$\delta_{el}$  - упругие деформации изменения формы вследствие деформаций кристаллической решетки твердых частиц грунта, изменения толщины пленки связанной воды, сжатия замкнутых пузырьков воздуха, растворенного в паровой воде.

$\delta_{pe}$  - остаточные деформации уплотнения грунта вследствие перекомпоновки твердых частиц и уменьшения пористости грунта.

$\delta_{ch}$  - остаточные деформации ползучести скелета грунта при взаимном сдвиге твердых частиц.

Особые виды деформации набухания, пучения и т.п. которые характерны для отдельных типов грунтов и проявляются при соответствующих условиях в данной лекции рассматриваться не будут.

Таким образом, полная осадка основания определяется как сумма основных составляющих деформаций

$$S = S_{ec} + S_{pe} + S_{ch} \quad (12.1)$$

Вклад каждой составляющей в общую осадку зависит от величины сжимающей нагрузки. При небольших нагрузках (до структурной прочности грунта) в основном развиваются упругие деформации. По мере увеличения нагрузки определяющими становятся деформации уплотнения и затем деформации сдвига (см. фазы напряженно-деформируемого состояния, лекция 8)

Однако определение деформаций грунта по сумме составляющих является очень сложной задачей, не нашедшей практического применения.

Упрощенный метод определения осадки рассматривает общие деформации основания без разделения их на упругие и остаточные. Зависимость между напряжениями и деформациями принимается линейной (согласно *принципа линейной деформируемости грунта*), а грунт рассматривается изотропным. При этом в качестве коэффициента пропорциональности между напряжениями и деформациями будет выступать модуль общих деформаций  $E_0$  интегрально учитывающим и упругие и пластические деформации.

При этом необходимо помнить, что рассматриваемые ниже методы расчета осадок справедливы лишь при нагрузках, не превышающих предел пропорциональности, которым является начальная критическая нагрузка.

## **12.5 Определение деформаций грунтовых оснований как линейно-деформируемой среды**

### ***12.5.1 Основные допущения при определении деформаций грунтового основания в линейной постановке***

Основные допущения методов определения деформаций в линейной постановке можно сформулировать в виде:

- Осадка грунтового основания происходит лишь от действия сжимающих нагрузок однократного приложения.
- Зависимость между напряжениями и деформациями принимается линейной.
- Нагрузка на основание не превышает предела пропорциональности (начальной критической нагрузки).
- Грунт рассматривается как изотропная среда.
- Грунт представляет собой полупространство, бесконечно простирающееся по глубине и в стороны.

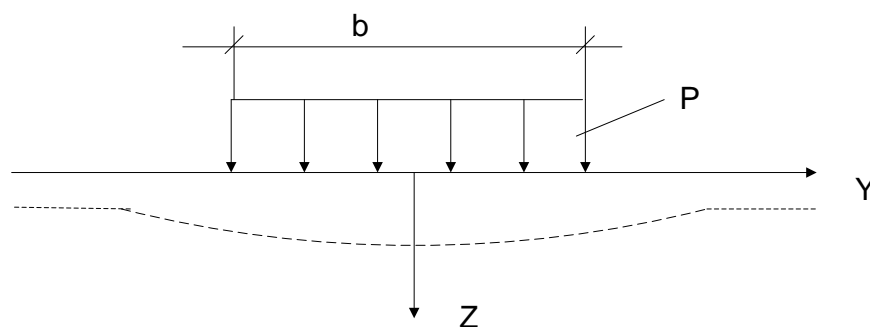
### ***12.5.2 Определение осадки однородного линейно-деформируемого полупространства***

Исходной зависимостью при определении общих деформаций полупространства от местной нагрузки является формула Буссинеска для вертикальных перемещений точек лежащих на границе полупространства от сосредоточенной силы:

$$\omega_z = \frac{P}{\pi CR} \quad (12.2)$$

где  $C = \frac{E_0}{1-\nu_0^2}$  - коэффициент упругого полупространства.

При действии на основание местной равномерно распределенной нагрузки (рис.12.2) решение для определения перемещений точек при  $Z=0$  может быть найдено путем интегрирования уравнения (12.2) по площади загрузки  $F$  (рис.12.2).



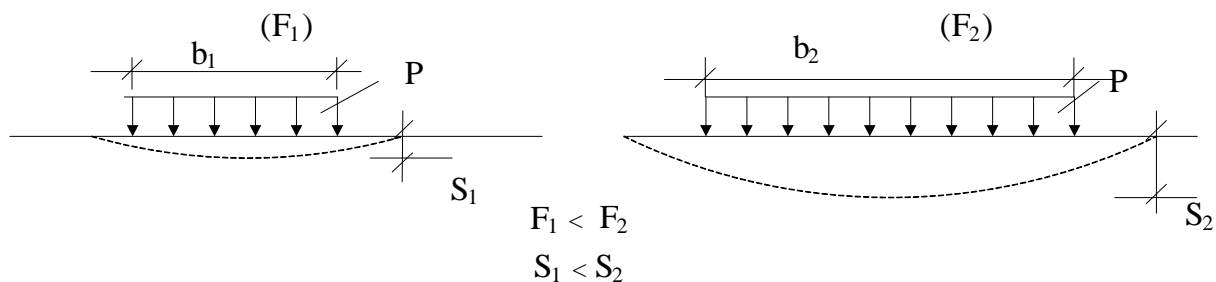
**Рисунок 12.2 – Расчетная схема при определении осадки от равномерно-распределенной нагрузки**

Решение может быть получено в виде:

$$S = \frac{\omega'}{C} P\sqrt{F} \quad (12.3)$$

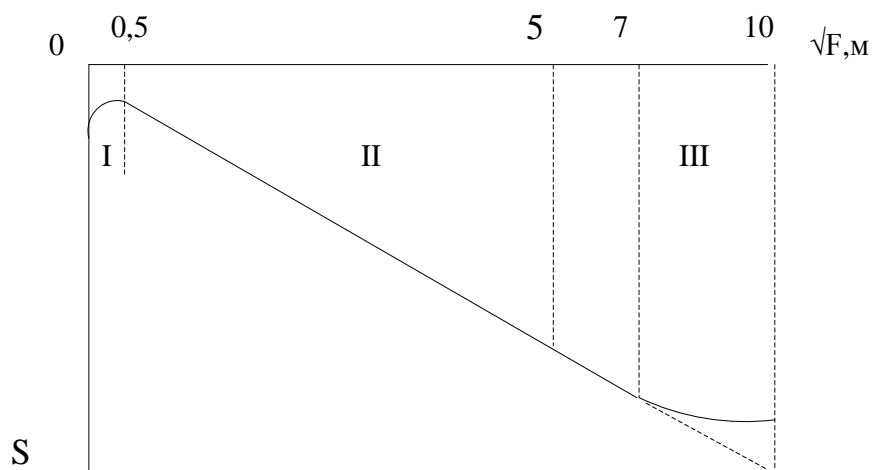
где  $\omega'$  - интегральный коэффициент, учитывающих форму площади загрузки (круг, прямоугольник) и местоположение точки в которой определяется осадка. (под центром, по углам площади загрузки).

Формула 12.3. показывает, что осадка грунта зависит не только от величины сжимающей нагрузки  $P$ , но и от площади загрузки  $F$ . Данное положение проиллюстрировано на рис. 12.3.



**Рисунок 12.3 – Влияние площади загрузки на величину осадки**

Опытные данные свидетельствуют, что влияние площади загрузки на величину осадки основания соответствует зависимости (12.3) лишь при ширине фундамента от 0.5м до 7м, рис.12.4. Для определения деформаций оснований фундаментов меньших или больших размеров в зависимость (12.3) вводятся соответствующие поправочные коэффициенты.



**Рисунок 12.4 – Зависимость осадки грунтов от размеров площади загрузки**

Уравнение (12.3) после преобразования и соответствующих подстановок можно привести к другому виду, ставшему общепринятым:

$$S = \omega \cdot b \frac{(1-\nu_0^2)}{E_0} \cdot P \quad (12.4)$$

где  $\omega = \omega' \sqrt{a}$

$$a = \frac{l}{b}$$

$l, b$  – длина и ширина площади загрузки соответственно;  
 $\omega'$  – коэффициент формы подошвы фундамента.

### **12.5.3 Расчет осадки слоя грунта при сплошной нагрузке**

Данный метод может быть применен в случае, если сжимаемый слой грунта подстилается практически несжимаемым основанием (к примеру, скальными или полускальными породами), а размеры площади загрузки во много раз превышают толщину сжимаемого слоя. (рисунок 12.5).

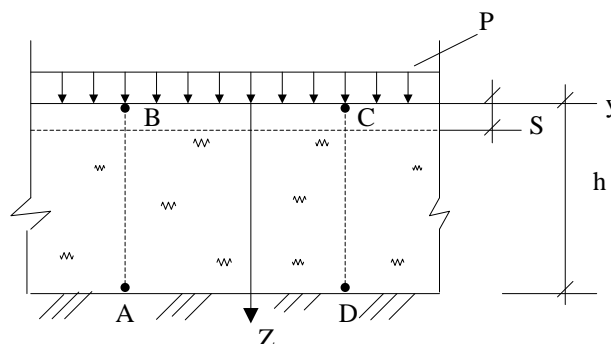


Рисунок 12.5 – К расчету осадки слоя грунта при сплошной нагрузке

Условия деформирования грунта в этом случае соответствуют условиям деформирования грунта в компрессорном приборе (тема 4):

- Вертикальные сжимающие напряжения постоянны по всей высоте слоя,  $\sigma_z = P$ ;
- Горизонтальные нормальные напряжения равны между собой и могут быть определены через коэффициент бокового давления покоя  $\xi$

$$\sigma_y = \sigma_x = \xi \sigma_z = \xi P$$

Тогда согласно закону уплотнения

$$S = m_v \cdot h \cdot P \quad (12.5)$$

Учитывая, что  $m_v = \frac{\beta}{E_0}$ , запишем:

$$S = \frac{\beta}{E_0} \cdot h \cdot p \quad (12.6)$$

где  $\beta$  – коэффициент, учитывающий отсутствие бокового расширения грунта при компрессионном уплотнении.

$$\beta = 1 - \frac{2\nu_0^2}{1 - \nu} \quad (12.7)$$

## 12.6 Определение осадки фундаментов методом послойного суммирования

### 12.6.1 Правила разбиения на элементарные слои

Данный метод является наиболее универсальным методом расчета осадки грунтового основания, позволяющий учитывать:

- Неоднородность сложения грунтов основания;
- Осадку от нагрузки близлежащих сооружений;
- Деформации просадки, набухания, пучения и т.п.

Не случайно, что данный метод нашел наибольшее практическое применение при проектировании оснований и фундаментов.

Основная идея метода состоит в том, что общая осадка грунтового основания определяется как сумма деформаций отдельных элементарных слоев. При этом грунт в пределах элементарного слоя должен быть однородным по всей его толщине. Толщина элементарного слоя принимается от 0.1 до 1.0м.

С небольшой погрешность сжимающие напряжения в пределах элементарно слоя можно принять постоянными (как при одноосном сжатии), а деформации каждого элементарного слоя определить, как осадку слоя ограниченной толщины. Расчетная схема данного метода приведена на рисунок 12.6.

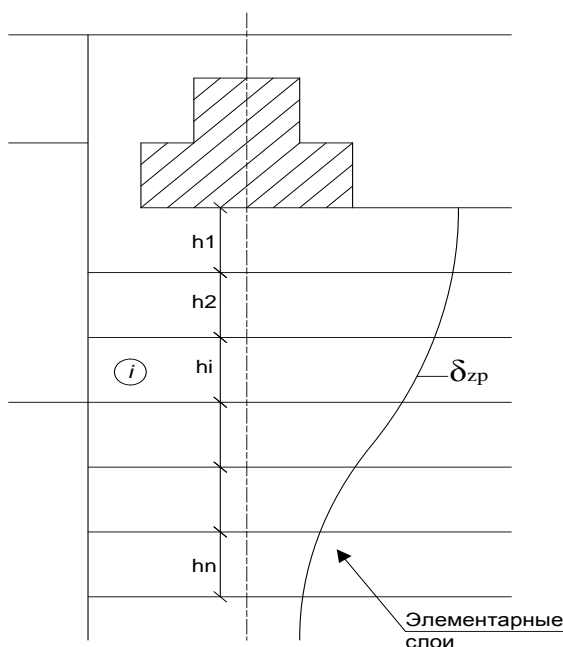


Рисунок 12.6 – Расчетная схема к определению осадки фундамента методом послойного суммирования

Чем больше  $h_i$ , тем больше погрешность определения осадки. Чем меньше толщина элементарного слоя  $h_i$ , тем выше точность расчета, но и выше трудоемкость вычислений.

Таким образом, при разбиении на элементарные слои следует руководствоваться следующими требованиями:

- Толщина элементарного слоя принимается не более  $0,4b$ , где  $b$  – ширина фундамента. Для больших фундаментов  $b > 4\text{ м}$ ,  $h_i \leq 0,2b$ .
- Толщина элементарного слоя не должна превышать 1 м.
- В пределах элементарного слоя свойства грунта должны быть постоянными.

### 12.6.2 Основные допущения метода

Дополнительно к допущениям, приведенным в разделе 12.5.1, при разработке метода послойного суммирования были введены следующие допущения:

- Считаем, что фундамент не обладает жесткостью.
- В пределах элементарного слоя напряжения постоянны в пределах ширины фундамента и равны среднему значению сжимающего напряжения в пределах элементарного слоя  $\sigma_{zp,i}$ , рисунок 12.7

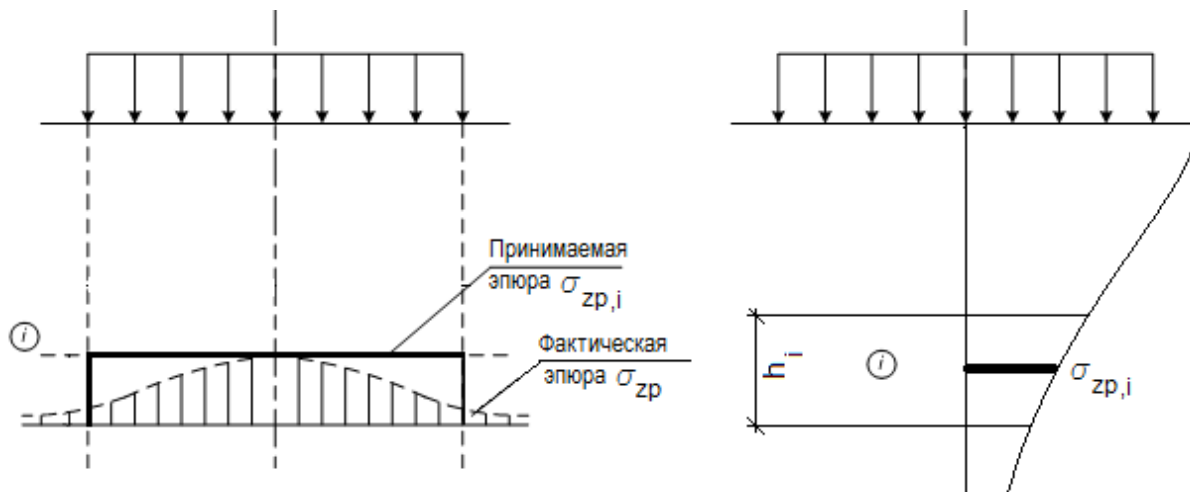


Рисунок 12.7 – Пояснение к допущениям метода послойного суммирования

- Осадка основания происходит только от дополнительного (сверх природного давления)  $P_0$ . То есть считаем, что деформации грунта от его собственного веса уже произошли в течении всего периода формирования и существования грунтовой толщи. Деформации грунта будут развиваться только от давления:

$$P_0 = P - \sigma_{zg,F}$$

где  $P$  – полное давление на грунт под подошвой фундамента  
 $\sigma_{zg,F}$  - природное давление на уровне подошвы фундамента.

- Осадка грунта учитывается в пределах снимаемой толщи грунта  $H_c$ . Деформациями грунта ниже  $H_c$  пренебрегаем. Правила назначения границы сжимаемой толщи рассмотрим подробнее в разделе 12.6.3.
- Считаем, что грунт в пределах элементарного слоя деформируется в условиях одноосного сжатия, т.е. деформации элементарного слоя согласно закону Гука будут равны:

$$\varepsilon_{z,i} = \frac{\sigma_{zp,i}}{E_{0,i}} \quad (12.8)$$

Это достаточно грубое допущение, и чтобы хоть как-то учесть ограничение боковых деформаций грунта элементарного слоя со стороны окружающего грунта нормами проектирования вводится коэффициент  $\beta = 0.8$ , понижающий расчетную осадку основания.

Таким образом, деформации сжатия каждого элементарного слоя определяются по зависимости:

$$S = \beta \cdot \varepsilon_{z,i} \cdot h = \beta \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i} \quad (12.9)$$

Общая осадка грунтового основания в пределах сжимающей толщи  $H_c$ , будет равна сумме сжимающих деформаций элементарных слоев:

$$S = \beta \cdot \sum \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i} \quad (12.10)$$

### **12.6.3 Определение границы сжимаемой толщи**

***Глубина активной зоны сжатия  $H_c$  соответствует такой глубине, ниже которой деформациями грунта при определении осадки основания можно пренебречь.***

Анализ теоретических и экспериментальных данных показывает, что величина активной зоны сжатия зависит от характера распределения



сжимающих напряжений по глубине, от плотности песчаных грунтов и консистенции глинистых, от величины структурной прочности и даже от величины начального градиента напора.

Учесть все эти факторы при назначении глубины активной зоны достаточно сложно.

В настоящее время нашли применение упрощенные методы назначения глубины активной зоны:

1 метод. Основывается на составлении напряжений от дополнительного давления  $\sigma_{zp}$  и напряжений от собственного веса грунта  $\sigma_{zg}$ . При этом граница сжимаемой толщи определяется по условию:

$$\sigma_{zp} = \xi \cdot \sigma_{zg}, \quad (12.11)$$

где  $\xi$  – коэффициент, принимаемый равным 0.2 для обычных грунтов, 0.1 для слабых грунтов ( $E_0 \leq 5 \text{ МПа}$ ) и 0.5 для гидротехнических сооружений с большой площадью опирания.

На практике граница сжимаемой толщи определяется на пересечении эпюры  $\sigma_{zp}$  и вспомогательной эпюры  $\xi \cdot \sigma_{zg}$ , рис. 12.7.

Данный метод является достаточно условным, однако он заложен в нормах проектирования, и является общепринятым, в том числе и за рубежом.

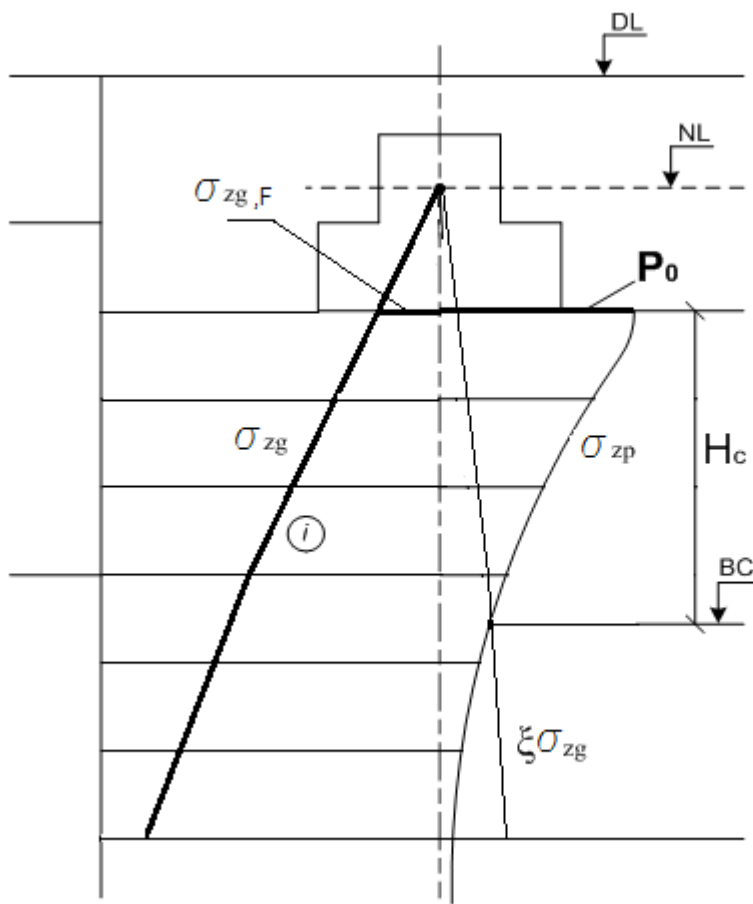


Рисунок 12.7 – Определение границы сжимаемой толщи

2 метод. Рядом авторов предлагается учитывать сжатие слоев грунта в пределах  $H_c$ , где структурная прочность грунта меньше величины сжимающих напряжений. Т.е. где выполняется условие:

$$\sigma_{zp} \geq P_{стр}$$

Данный метод наиболее полно отвечает физической природе грунта, но из-за сложности определения величины  $P_{стр}$  в лабораторных и полевых условиях этот метод не нашел широкого применения на практике.

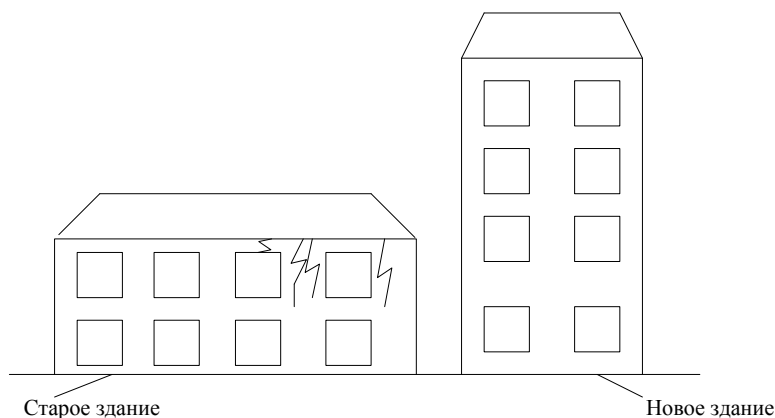
## 12.7 Учет влияния нагрузки от близлежащих сооружений

В практике строительства известны случаи повреждения зданий и сооружений после приложения вблизи их дополнительной нагрузки. К примеру, если вблизи существующего здания возводится новое, складированы строительные материалы (песок, щебень и т.п.) или, когда производится планировка близлежащей территории отсыпкой.

В этом случае в основании под существующем зданием возникают дополнительные деформации, которые, как правило, неравномерны. Все это

приводит к развитию повреждений в надземных конструкциях вплоть до их разрушения (рисунок 12.8).

Поэтому при проектировании зданий и сооружений вблизи существующих всегда необходимо оценить степень влияния новой нагрузки на осадку оснований существующих фундаментов.



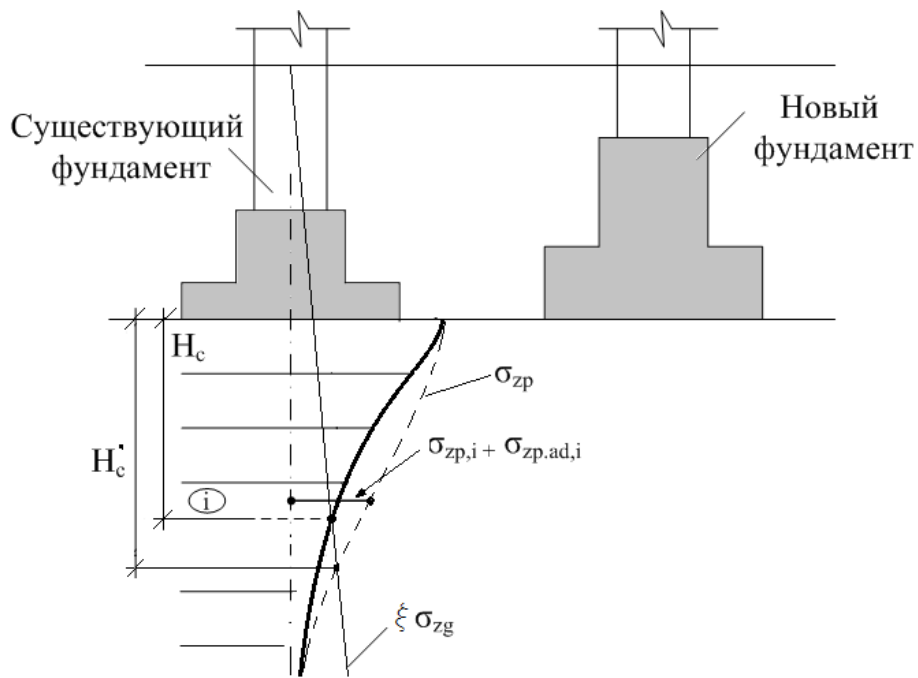
**Рисунок 12.8 – Образование повреждений от дополнительной нагрузки вновь возводимого здания**

Определение дополнительной осадки производится методом послойного суммирования. В этом случае при определении напряжения под фундаментом методом угловых точек находятся напряжения от дополнительной нагрузки, рисунок 12.9. Общее снижающее напряжение в  $i$  слое будет равно:

$$\sigma'_{zp,i} = \sigma_{zp,i} + \sigma_{zp.ad,i} \quad (12.13)$$

где  $\sigma_{zp,i}$  - сжимающее давление от нагрузки существующего фундамента;  
 $\sigma_{zp.ad,i}$  - дополнительные напряжения от нового фундамента.

Как видно из расчетной схемы, рисунок 12.9 дополнительное давление от нового фундамента приводит не только к увеличению значений сжимающих напряжений, но к увеличению глубины сжимаемой толщи грунта,  $H'_c$



**Рисунок 12.9 – Расчетная схема к определению осадки от дополнительной нагрузки**

### 12.8 Метод эквивалентного слоя

Метод эквивалентного слоя, так же, как и все предыдущие методы, базируется на принципе линейной деформируемости грунта. Основное преимущество метода – чрезвычайно простая техника вычислений при расчете осадок, особенно при однородном основании.

Наиболее широко данный метод используется при расчете задач фильтрационной консолидации грунтов, позволяя сложную пространственную задачу теории консолидации грунтов привести к эквивалентной одномерной (лекция 13).

*Эквивалентным слоем грунта называется слой, осадка которого при сплошной нагрузке  $S_h$  равна осадке фундамента на однородном линейно-деформируемом полупространстве  $S_0$*

Для определения мощности эквивалентного слоя рассмотрим осадку грунта на однородном линейно-деформируемом основании (12.4):

$$S_0 = \frac{\omega \cdot b \left( 1 - 2\nu_0^2 \right)}{E_0} \cdot P_0 \quad (12.14)$$

и осадку грунта при сплошной нагрузке (4.9)

$$S_h = h_e \cdot m_v \cdot P_0 \quad (12.15)$$

где  $h_e$  - толщина эквивалентного слоя.

При деформировании грунта без возможности бокового расширения:

$$E_0 = \frac{\beta}{m_v},$$

По определению эквивалентного слоя:

$$S_h = S_0 \quad (12.16)$$

Подставив (12.14), (12.15) в (12.16) получим:

$$h_e = A_v \cdot \omega \cdot b \quad (12.17)$$

$$\text{где } A_v = \frac{1 - \nu_0^2}{1 - 2\nu_0}$$

Из выражения (12.17) видно, что мощность эквивалентного слоя грунта зависит от коэффициента бокового расширения грунта от формы и размеров площади загрузки, а также от жесткости фундамента и его формы.

При известной величине эквивалентного слоя осадка легко определятся из выражения (12.15).

Для удобства выполнения расчетов составлены таблицы по которым в зависимости от величины  $\nu_0$ , соотношения сторон площади загрузки  $l/b$  приведены значения коэффициента  $A \cdot \omega$ , как для определения максимальной и средней осадки гибких фундаментов ( $A\omega_0, A\omega_m$ ), так и для абсолютно жестких фундаментов ( $A\omega_{const}$ ).

В случае, если грунтовое основание неоднородного по глубине осадка основания определяется с использованием средневзвешенного коэффициента относительной сжимаемости  $m_{vm}$ :

$$S = h_e \cdot m_{vm} \cdot P_0 \quad (12.18)$$

При определении  $m_{vm}$ , учитывается, что напряжения с глубиной уменьшаются и, следовательно, с глубиной уменьшается влияние

деформационных свойств нижележащих слоев грунта на общую осадку основания.

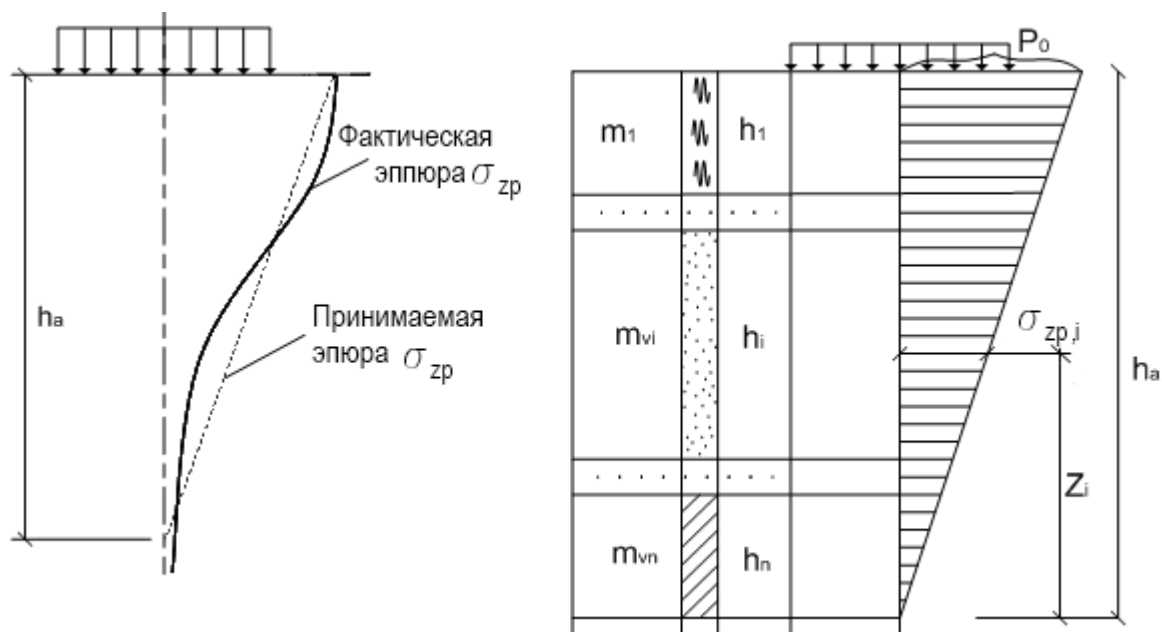
Для этого сложную форму эпюры сжимающих напряжений  $\sigma_z$  можно заменить на треугольную, высотой  $h_a$ , рисунок 12.10.

Осадка основания при треугольной эпюре может быть определена как площадь эпюры  $\sigma_{zp}$  с учетом коэффициента относительной сжимаемости грунта  $m_{vm}$ .

$$S = h_a \cdot m_{vm} \cdot P_0 / 2 \quad (12.19)$$

Приравняв (12.19) и (12.15) получим:

$$h_a = 2h_e \quad (12.20)$$



**Рисунок 12.10 – К расчету средневзвешенного коэффициента относительной сжимаемости грунта для неоднородного основания**

Среднее сжимающее напряжение  $\sigma_{zp,i}$  в пределах  $i$ -го слоя будет равно:

$$\sigma_{zp,i} = P_0 \frac{Z_i}{h_0}$$

Полная осадка слоев грунта в пределах активной зоны будет равна сумме осадок отдельных слоев.

$$S = \sum_{i=1}^n h_i \cdot m_{vi} \cdot \sigma_{zp,i} = \sum_{i=1}^n h_i \cdot m_{vi} \cdot P_0 \cdot \frac{Z_i}{h_a}$$

Приравняв полученное выражение к правой части уравнений (12.18) и выразив относительно  $m_{vm}$  получим:

$$m_{vm} = \frac{1}{2h_e^2} \sum_{i=1}^n h_i \cdot m_{0i} \cdot Z_i \quad (12.21)$$

где  $h_e = h_a/2$  (из уравнения (12.20)).

Учитывая, что метод эквивалентного слоя построен на ряде существенных допущений, применять его при проектировании оснований и фундаментов рекомендуется для прикидочных, ориентировочных расчетов. Кроме того, его не рекомендуется использовать при площади подошвы фундамента более 50 м<sup>2</sup>.

## ТЕМА 13. ИЗМЕНЕНИЕ ОСАДОК ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ВО ВРЕМЕНИ

### 13.1 Первичная и вторичная консолидация грунта

Рассмотренные в лекции 12 методы определения деформаций сжатия грунтового массива применяются для расчета конечной стабилизированной осадки основания. Как было показано ранее (лекция №6) стабилизация деформаций происходит в течение некоторого периода времени, длительность которого зависит от типа грунта и в первую очередь от его фильтрационных свойств.

Процесс деформирования глинистых грунтов может развиваться в течение нескольких лет, десятилетий и даже сотни лет. Так, к примеру, деформирование грунтов основания Пизанской башни в Италии были зафиксированы, т.е. после более чем 400 лет эксплуатации.

Длительность процесса деформирования грунта обуславливается, во-первых, временем необходимым для фильтрации избыточной поровой воды при уплотнении грунта, и вязко - пластическим характером водно-коллоидных связей между частицами грунта.

Действительно, в водонасыщенных грунтах, поры которого практически полностью заполнены водой, уплотнение (уменьшение объема пор) может произойти лишь тогда, когда часть поровой воды будет удалена (отжата) за пределы сжимаемого слоя грунта. В этом случае скорость уплотнения грунтового основания будет на прямую зависеть от скорости отжатия избыточной поровой воды, т.е. от скорости фильтрации.

Поэтому грунты с низкой фильтрационной способностью (пылевато-глинистые грунты) деформируются очень медленно. И наоборот, хорошо фильтрующие грунты (пески) деформируются быстро и время наступления стабилизированной осадки редко превышает время строительства.

***Процесс уплотнения грунтового массива с одновременным отжатием избыточной поровой воды называется фильтрационной (или первичной) консолидацией.***

Но не только водонасыщенные глинистые грунты медленно деформируются во времени. Эксперименты свидетельствуют, что и в неводонасыщенных грунтах осадки могут развиваться продолжительный период. Это объясняется ползучестью скелета грунта, которая развивается из-за реологических свойств водно-коллоидных связей между частицами мелкодисперсных грунтов.



Структурные связи между частицами грунта способны медленно деформироваться во времени при неизменной величине внешней нагрузки. В науке такие деформации называются вязкопластическим течением.

В этом случае процесс деформирования грунта во времени будет зависеть от вязкопластических свойств водно-коллоидных связей, толщины пленки связанной воды, размеров частиц грунта, температуры и т.п.

***Процесс деформирования грунта за счет ползучести скелета грунта называется вторичной консолидацией.***

## **13.2 Осадка слоя грунта во времени при фильтрационной консолидации**

### ***13.2.1 Основные положения и допущения фильтрационной консолидации***

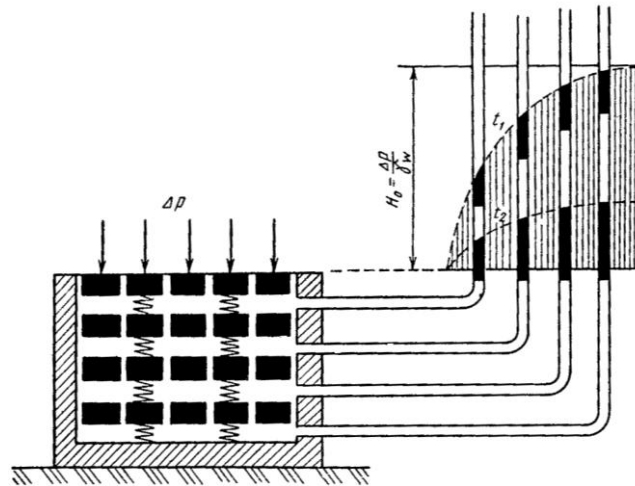
Общая теория фильтрационной консолидации является одним из наиболее сложных разделов механики грунтов. Ей посвящены многочисленные теоретические и экспериментальные исследования ученых всего мира. В первую очередь отметим работы российских ученых В.А. Флоринова, И.А. Иванова, Н.А. Герсеванова и др.

Данные, полученные в ходе исследований, свидетельствуют, что на процесс фильтрационной консолидации оказывают влияние очень много факторов. Не случайно, что современные методики расчета процесса консолидации грунтов основываются исключительно на численных методах

В данном курсе лекций ограничимся лишь самыми простыми случаями фильтрационной консолидации, введя следующие допущения:

1. Грунт считаем полностью водонасыщенным ( $S_r = 1$ ), вода в грунте свободная, гидравлически непрерывная и несжимаемая;
2. Деформирование скелета грунта происходит согласно **закону уплотнения**. Деформирование скелета грунта при изменении **эффективных** напряжений в нем (см. тему 6) происходит мгновенно;
3. Движение воды в порах грунта полностью подчиняется закону **ламинарной фильтрации** (тема 6);
4. Грунт не обладает структурной прочностью.

Идеализированная модель водонасыщенного грунта с учетом сделанных допущений приведена на рисунок 13.1

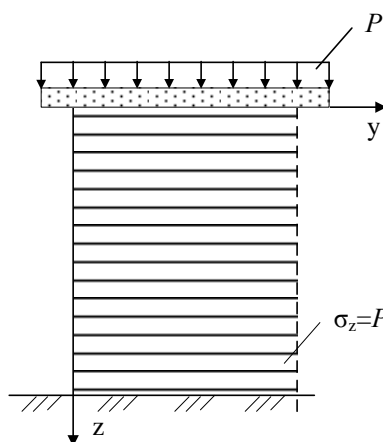


**Рисунок 13.1 – Модель консолидирующегося грунта**

Согласно данной модели с приращением внешней нагрузки на систему поршней, соединенных пружинами, вода наиболее быстро будет отжиматься из-под верхнего поршня. Пьезометрический уровень в трубках установится на разных уровнях (рис.13.1). Вся система будет деформироваться со скоростью, напрямую зависящей от скорости отжатия воды.

### ***13.2.2 Одномерная задача фильтрационной консолидации***

Рассмотрим одну из самых простых задач фильтрационной консолидации, когда на слой водонасыщенного грунта ограниченной толщи действует сплошная нагрузка. В этом случае слой грунта будет находиться в условиях одномерного сжатия, полное напряжение будет по всей высоте слоя одинаковым, рис.13.2.

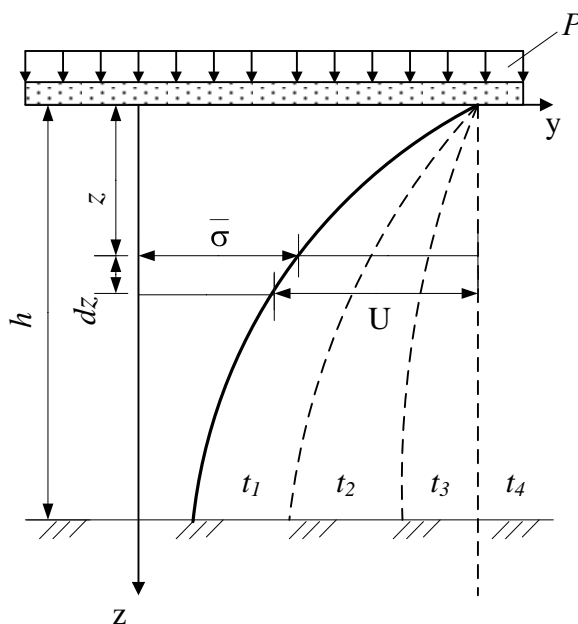


**Рисунок 13.2 – Схема распределения напряжений при одномерной задаче**

Как известно в водонасыщенных грунтах полное напряжение будет восприниматься частично скелетом, а частично давлением в поровой воде, (тема 6), т.е.

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \quad (13.1)$$

По мере того, как избыточная поровая вода будет удаляться за пределы грунта, будет изменяться соотношение между эффективным давлением  $\bar{\sigma}$  и поровым давлением  $u$ , рис.13.3



**Рисунок 13.3 – Изменение соотношения между эффективным напряжением  $\bar{\sigma}$  и поровым давлением  $u$**

Рассмотрим элементарный слой  $dz$  на глубине  $z$ .

Очевидно, что увеличение расхода воды  $q$ , отжимаемой из грунта, равно уменьшению пористости грунта  $n$ , т.е.

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -\frac{\partial n}{\partial t} \quad (13.2)$$

Выражение 13.2 это основное соотношение для вывода дифференциального уравнения фильтрационной консолидации, вытекающее из условия неразрывности движения грунтовых вод.

Рассмотрим поочередно левую и правую части выражения (13.2). Согласно закона Дарси в дифференциальном виде:

$$q = -kf \frac{\partial H}{\partial z},$$

Тогда

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -kf \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}$$

Учитывая, что  $H = \frac{u}{\gamma_w} = \frac{\sigma - \bar{\sigma}}{\gamma_w}$

получим:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = -\frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \bar{\sigma}}{\partial z^2}$$

или:

$$\frac{\partial q}{\partial z} = \frac{kf}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \bar{\sigma}}{\partial z^2} \quad (13.3)$$

Рассматривая правую часть выражения (13.2) следует вспомнить, что:

$$n = \frac{e}{1+e}$$

С некоторым допущением примем, что:

$$\frac{e}{1+e_m} = const$$

где  $e_m$  - некоторое среднее значение коэффициента пористости.

Тогда

$$\frac{\partial n}{\partial t} \approx \frac{1}{1+e_m} \cdot \frac{\partial e}{\partial t}$$

По закону уплотнения:

$$\partial e = -m_o \partial \bar{\sigma}$$

Или

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -m_o \frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial t}$$

Напоминаем, что  $m_o$  – коэффициент сжимаемости.

После подстановки получим:

$$\frac{\partial n}{\partial t} = -\frac{m}{1 + e_m} \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial t} \quad (13.4)$$

Подставив найденные выражения (13.3) и (13.4) в (13.1) получим:

$$\frac{1 + e_m}{m} \frac{kf}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \bar{\sigma}}{\partial z^2} = \frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial t}$$

Или

$$\frac{kf}{m_v \cdot \gamma_w} \frac{\partial^2 \bar{\sigma}}{\partial z^2} = \frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial t},$$

где  $m_v = \frac{m_o}{1 + e_m}$  – коэффициент относительной сжимаемости.

Обозначим:

$$C_v = \frac{kf}{m_v \gamma_w}$$

$C_v$  – называется коэффициентом консолидации грунта.

Тогда

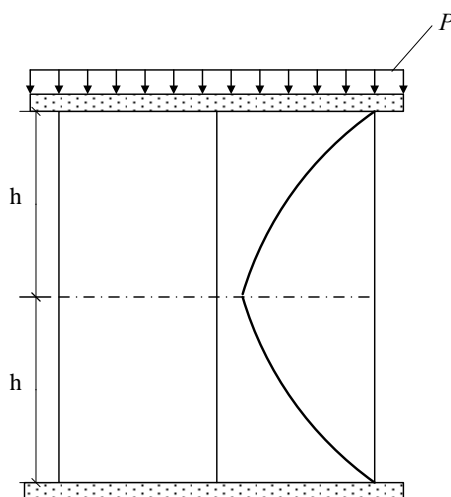
$$C_v \frac{\partial^2 \bar{\sigma}}{\partial z^2} = \frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial t} \quad (13.5)$$

Выражение (13.5) представляет собой дифференциальное уравнение одномерной задачи фильтрационной консолидации в эффективных напряжениях.

Аналогичное уравнение можно получить через действующие напоры:

$$C_v \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = \frac{\partial H}{\partial t}$$

Решение дифференциального уравнения (13.5) можно получить с помощью рядов Фурье с учетом граничных условий. В наиболее простом виде решение дифференциального уравнения можно получить, если рассматривать тождественную задачу о сжатии слоя грунта толщиной  $2h$ , но при двухсторонней фильтрации, рис. 13.4.



**Рисунок 13.4 – Схема двухсторонней фильтрации**

В этом случае решение может быть представлено в виде:

$$\bar{\sigma} = P \left[ 1 - \frac{4}{\pi} \sin \frac{\pi z}{2h} e^{-N} - \frac{4}{3\pi} \sin \frac{3\pi z}{2h} e^{-9N} - \frac{4}{5\pi} \sin \frac{5\pi z}{2h} e^{-25N} - \dots \right] \quad (13.6)$$

где  $N$  – фактор времени, равный

$$N = \frac{\pi^2 C_v}{4h^2} \cdot t$$

Для определения осадки основания в любой момент времени введем понятие степень консолидации:

$$U = \frac{S_t}{S} \quad (13.7)$$

где  $S_t$  – осадка основания в момент времени  $t$   
 $S$  – полная стабилизированная осадка

Учитывая, что деформации скелета грунта зависят только от эффективного напряжения  $\bar{\sigma}$ , то отношение осадки слоя грунта в момент времени  $t$  к полной осадке может быть определено как отношение площади эпюры  $\bar{\sigma}$  в момент времени  $t$  к эпюре полного давления  $\sigma = P$ :

$$U = \frac{\int_0^h \bar{\sigma} \cdot dz}{p \cdot h} \quad (13.8)$$

После подстановки в выражение (13.8) выражения (13.6) интегрирования и преобразования получим следующую зависимость:

$$U_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left( e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \frac{1}{25} e^{-25N} + \dots \right) \quad (13.9)$$

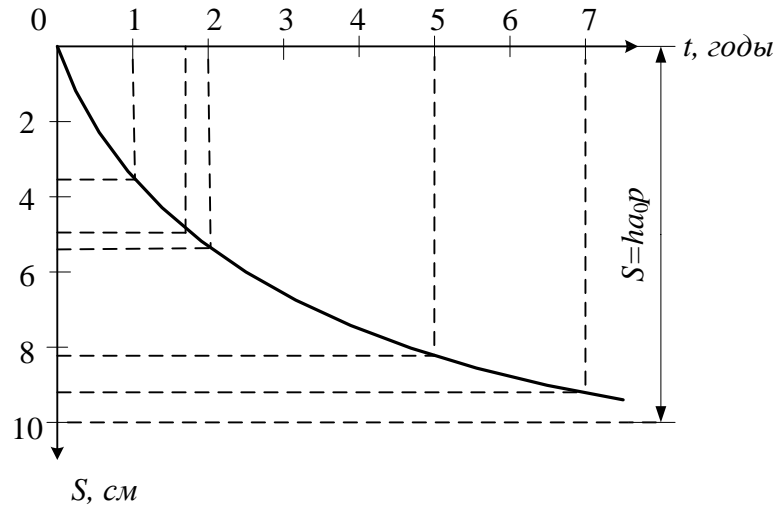
где  $U_0$  – обозначает коэффициент одномерной задачи фильтрационной консолидации. Осадка слоя грунта в любой момент времени тогда будет равна:

$$S_t = U_0 \cdot S$$

Учитывая, что при одномерном сжатии  $S = m_v \cdot h \cdot p$ , получим:

$$S_t = m_t \cdot h \cdot p \left[ 1 - \frac{8}{\pi^2} \left( e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \frac{1}{25} e^{-25N} + \dots \right) \right] \quad (13.10)$$

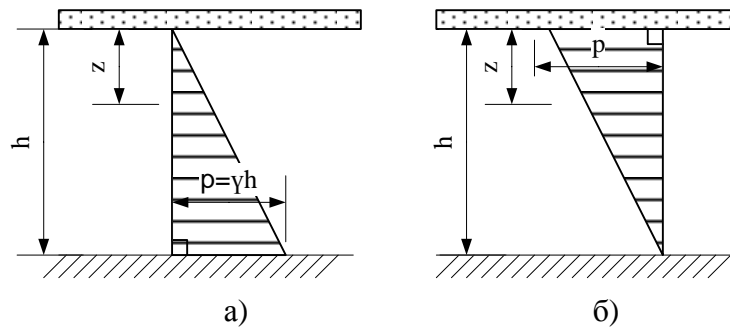
На рисунке 13.5 показан график изменения осадки слоя глинистого грунта мощностью 5м, при давлении 200КПа



**Рисунок 13.5 – График применения осадки слоя грунта во времени**

### 13.2.3 Другие случаи одномерной задачи консолидации грунта

Выше был рассмотрен случай одномерной задачи уплотнения грунта, когда форма эпюры полного давления  $\sigma$  по высоте слоя  $h$  была прямоугольной. Аналогичным образом можно получить решения и для треугольных эпюр сжимающего давления, рис.13.6



- а) – уплотняющее давление возрастает с глубиной;
- б) - уплотняющее давление уменьшается с глубиной

**Рисунок 13.6 – Различные случаи уплотняющих давлений для одномерной задачи**

Случай 1 – линейное возрастание давлений с глубиной будет иметь место, например, при уплотнении грунта под действием его собственного веса, когда

$$\sigma = \frac{P}{h} \cdot z$$



Решение дифференциального уравнения консолидации (13.5) для рассматриваемого случая (с граничными условиями  $u=0$  при  $z=0$  и  $\frac{d\sigma}{dz}=0$  при  $Z=h$ ) позволяет получить выражение для величины порового давления  $U$ , а по нему и степень консолидации  $U_1$ , которая будет равна

$$U_1 = 1 - \frac{32}{\pi^3} \left( e^{-N} - \frac{1}{27} e^{-9N} + \frac{1}{125} e^{-25N} \mp \dots \right) \quad (13.11)$$

Тогда осадка слоя грунта под действием уплотняющих давлений, возрастающих с глубиной по треугольной эпюре, для любого времени  $t$  (учитывая, что среднее давление равно  $\frac{P}{2}$ ) определяется выражением:

$$S_1 = \frac{hm_v P}{2} \left[ 1 - \frac{32}{\pi^3} \left( e^{-N} - \frac{1}{27} e^{-9N} \pm \dots \right) \right] \quad (13.12)$$

Случай 2 – сводится к ранее рассмотренным случаям, так как

$$\sigma_Z = P - \frac{P}{h} \cdot z$$

В результате решения дифференциального уравнения (13.5) и уравнения (13.8) для рассматриваемого случая получим

$$U_2 = 1 - \frac{16}{\pi^2} \left[ \left( 1 - \frac{2}{\pi} \right) e^{-N} + \frac{1}{9} \left( 1 + \frac{2}{3\pi} \right) e^{-9N} + \dots \right] \quad (13.13)$$

Осадку для любого времени будет равна

$$S_2 = \frac{hm_v P}{2} \left\{ 1 - \frac{16}{\pi^2} \left[ \left( 1 - \frac{2}{\pi} \right) e^{-N} + \frac{1}{9} \left( 1 + \frac{2}{3\pi} \right) e^{-9N} + \dots \right] \right\} \quad (13.14)$$

Сравнением полученных выражений степени консолидации для различных случаев уплотняющих давлений можно показать, что справедливо следующее важное соотношение:

$$U_2 = 2U_0 - U_1 \quad (13.15)$$

Выражение (13.15) позволяет вычислять значение  $U_2$  по известным  $U_0$  и  $U_1$ , не прибегая к формуле (13.13).

Отметим, что рассмотренный случай 2 распределения уплотняющих давлений имеет широкое применение при расчете осадок фундаментов.

Комбинируя различные случаи 0, 1, 2 можно получить решения и для более сложных эпюр распределения напряжений (к примеру, трапециевидной).

## ТЕМА 14. ВТОРИЧНАЯ КОНСОЛИДАЦИЯ И ОСНОВЫ НЕЛИНЕЙНОЙ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

### 14.1 Вторичная консолидация грунтов

Как уже отмечалось ранее, вторичная консолидация грунтов обуславливается ползучестью скелета грунта, а точнее реологическими свойствами структурных связей между частицами грунта.

В переводе с греческого “рео” (ρεο) – обозначает течение, а реологические свойства материалов — это их способность деформироваться во времени при неизменном уровне загрузки.

Физическая природа деформаций «течения» скелета обуславливается особенностью свойств водно-коллоидных связей между частицами грунта, покрытых тонкой пленкой связанной воды (см. лекция 3). Чем меньше размеры частиц грунта, тем больше связанной воды и, следовательно, тем сильнее проявляются реологические свойства. Поэтому в глинистых грунтах реологические свойства проявляются в наибольшей степени.

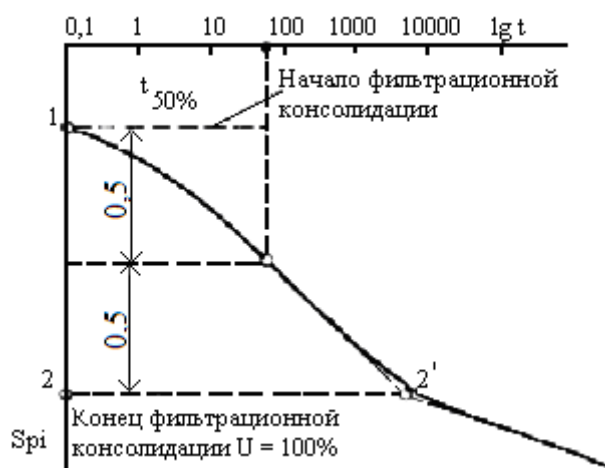
Экспериментально было доказано, что деформации ползучести скелета грунта развиваются практически сразу после приложения к грунтовому основанию внешней нагрузки. Фактически вторичная и первичная (фильтрационная) консолидация происходят *одновременно*. Однако доля каждой из них в общей осадке основания зависит от типа грунта, степени его водонасыщенности и времени консолидации.

В грунтах, полностью насыщенных водой сразу после возрастания сжимающих нагрузок начинается процесс *фильтрационной* консолидации (лекция 12). По мере отжатия из грунта избыточной воды поровое давление ( $u$ ) падает, и часть нагрузки перераспределяется на скелет грунта ( $\bar{\sigma}$ ). С ростом давления на скелет грунта происходит его деформирование, в том числе и в результате пластического течения водно-коллоидных связей.

Однако доля деформаций за счет пластического течения на этапе фильтрационной консолидации незначительна и *условно* можно считать, что вторичная консолидация на этапе фильтрационной не происходит. Момент окончания первичной консолидации и начала вторичной можно назначить из условия наступления 100% степени консолидации  $U$ , определяемой по зависимости (13.12).

Практически точка окончания фильтрационной консолидации определяется по графику зависимости осадки грунта  $S_{pi}$  от  $\lg t$ .

Согласно работам Бьюнсманна и других ученых при больших промежутках времени зависимость  $S_{pi}$  от  $\lg t$  на этапе фильтрационной консолидации имеет четко выраженный линейный характер. Поэтому, точка, соответствующая перелому графика  $S_{pi}$  от  $\lg t$  и будет моментом окончания первичной (фильтрационной консолидации), рисунок 14.1.



**Рисунок 14.1 – Определение моментного окончания фильтрационной консолидации**

Окончание процесса фильтрационной консолидации легко установить и экспериментально, путем тщательного измерения избыточного порового давления. Если приращение порового давления практически будет равно нулю, то можно считать процесс фильтрационного уплотнения законченным, а продолжающуюся осадку следует рассматривать как деформацию ползучести скелета.

#### ***14.1.1 Понятие незатухающей и затухающей ползучести***

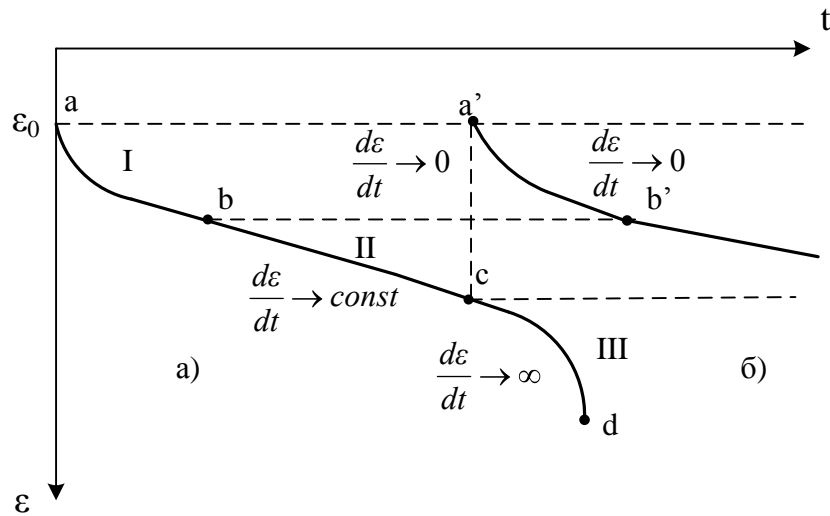
Многочисленные опыты показывают, что реологические процессы, протекающие при деформировании грунта под нагрузкой, приводят не только к развитию дополнительных деформаций основания, но и к снижению прочностных свойств грунта. Этот факт особенно важно учитывать при оценке длительной прочности грунтовых оснований.

При деформировании грунта под нагрузкой с одной стороны происходит разрушение структурных связей, с другой - перекомпоновка частиц, уплотнение грунта и образование новых вводно-коллоидных связей. Если эти процессы происходят с равной интенсивностью, то грунт будет обладать длительной прочностью.

Если же происходит накопление повреждений (т.е. новых связей образуется меньше, чем разрушенных) прочностные свойства грунта снижаются и грунтовое основание теряет устойчивость.

Проиллюстрировать скорость нарастания микрповреждений и оценить возможность снижения прочностных свойств грунта можно по кривой ползучести, рисунок 14.2, которая строится с момента окончания

фильтрационной консолидации. В зависимости от уровня загрузки кривая ползучести может быть затухающей и незатухающей.



а – незатухающая ползучесть; б – затухающая ползучесть

**Рисунок 14.2 – Кривая ползучести**

В общем случае процесс ползучести грунта можно разбить на три стадии.

В первой стадии (*затухающей ползучести*) уменьшение пористости грунта, перекомпоновки частиц образование новых связей происходит более интенсивно, чем разрыв старых. В конечном итоге грунт переходит в новое статистическое состояние и его деформации затухают.

Во второй стадии (*установившегося течения*) происходит лишь перестройка структуры при практически неизменном объеме грунта. Нарушение существующих связей компенсируется образованием новых, но постепенно изменяющаяся вследствие вязких деформаций структура грунта все слабее сопротивляется действию внешних сил. Агрегаты частиц, отдельные частицы как бы выстраиваются вдоль направления действующих усилий, возникают микросдвиги.

На третьей стадии (*прогрессирующего течения*) происходит интенсивное накопление внутренних повреждений, образование микротрещин, микросдвигов. Деформации все больше ускоряются и в конечном итоге происходит разрушение образца.

Важно отметить, что установившееся вязкопластическое течение всегда переходит в прогрессирующее. Данный вывод имеет большое практическое применение, так как позволяет предсказывать возможность развития прогрессирующего течения по результатам наблюдений за развитием деформаций грунта во времени.

Следует, однако, помнить, что установившаяся ползучесть возникает лишь при напряжениях, больших определенного предела (как правило соответствующего предельной критической нагрузке). При меньшей же

величине действующих напряжений (нагрузке) ползучесть не перейдет в стадию течения (установившейся ползучести) и грунт будет обладать длительной прочностью. В этом случае при любом времени действия нагрузки деформации его будут затухающими.

#### 14.1.2 Определение деформаций ползучести грунтов

Рассмотрим методы определения деформаций затухающей ползучести при вторичной консолидации грунта. Наибольшее применение при расчете глинистых грунтов получила теория линейной – наследственной ползучести Больцмана-Вольтера.

Уравнение напряженно-деформируемого состояния в этом случае будет иметь вид:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_{MГН}} + K(-t_0) \int_0^t \sigma(t_0) \delta_1 \Delta t_0 \quad (14.1)$$

где  $E_{MГН}$  – мгновенный модуль деформации.

$K(-t_0)$  – ядро ползучести, принимаемое чаще всего в виде:

$$K(-t_0) = \delta e^{-\delta_1(-t_0)}$$

$\delta, \delta_1$  – параметры ползучести, определяемые экспериментально.

Осадка основания при одномерной задаче вторичной консолидации может быть определена по зависимости:

$$S_t = hm'_v \cdot p \left[ 1 + \frac{\delta}{\delta_1} (-e^{-\delta_1 t}) \right] \quad (14.2)$$

где  $m'_v$  – коэффициент сжимаемости в момент приложения нагрузки, определяемый по результатам компрессионных испытаний;

$h$  – толщина сжимаемого слоя;

$p$  – давление на сжимаемый слой.

Зависимость (14.2) получена при существенных допущениях и ограничениях и может быть рекомендована лишь для выполнения грубых, прикидочных расчетов.

Общие решения, максимально учитывающие особенности деформирования грунтов во времени, более громоздки и значительно сложнее. Ограничимся лишь некоторыми практическими выводами, полученными в ходе многочисленных теоретических и экспериментальных исследований:

- Для грунтов сыпучих (песчаных, гравелистых, крупнообломочных и т.п.) ползучесть сказывается лишь при значительных давлениях и для сухого их состояния вызывается процессом текучести в точках контакта и развитием микротрещин частиц, где возникают значительные местные давления.
- Для грунтов связанных (глинистых и илистых) ползучесть скелета сказывается при любой нагрузке, но при значительных давлениях определяющим является процесс протекания деформаций во времени. Для тугопластичных, полутвердых и твердых глин ползучесть скелета может обуславливать весьма большую часть их деформаций, а иногда почти всю деформацию.

При изучении напряженно-деформированного состояния грунтов учет ползучести скелета приводит к результатам, значительно ближе отвечающим реальной действительности, чем это следует из решений, основанных только на теории чисто фильтрационной консолидации.

Поэтому без изучения реологических процессов, возникающих в грунтах под действием внешних сил и в особых случаях их собственного веса, часто не представляется возможным дать полную оценку грунтов как оснований и среды для различных сооружений.

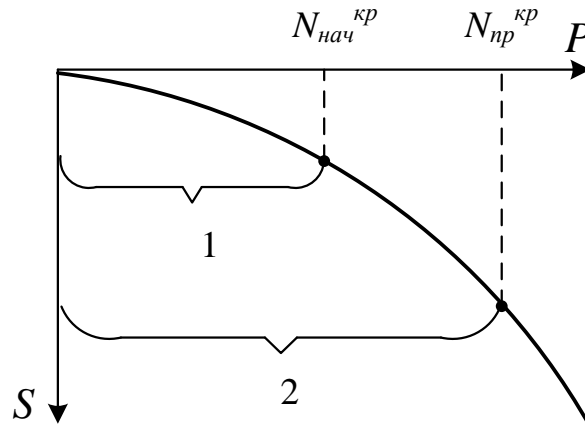
## 14.2 Основы нелинейной механики грунтов

### 14.2.1 Основные положения

Под нелинейностью подразумевается нелинейность *физических уравнений*, связывающих напряжения и деформации в грунте в условиях статического равновесия (лекция 8).

Применение нелинейных методов расчета оснований позволяет полнее использовать прочностные свойства грунта, более точно рассчитать его деформации и, в конечном итоге, получить более рациональные размеры фундаментов или фундаментных конструкций.

И, действительно, в линейной постановке давление на грунт ограничивается не предельной критической нагрузкой  $N_{пр}^{кр}$ , соответствующей исчерпанию несущей способности грунтовой среды, а начальной критической нагрузкой  $N_{нач}^{кр}$ , которая как известно является лишь пределом применимости линейных уравнений, рис. 14.3.



**Рис.14.3.1 – диапазон применимости классической механики грунтов (в линейной постановке задачи); 2 – полная несущая способность грунта**

Разработке методов нелинейной механики грунтов посвящены многочисленные исследования ученых во всем мире. Среди наиболее известных следует отметить работы С.С. Вялова, Е.Ф. Винокурова, Ю.К. Зарецкого, Г.М. Ламидзе, М.В. Малышева, А.В. Пилягина, А.С. Строгонова, В.Г.Федоровского, а также С. Десаи, Д. Друккера, В. Прагера, М.Харр, Л.Финн и др. Понятно что в этом случае прочностные свойства грунта используются не полностью.

В настоящее время наибольшее развитие получили два подхода к решению практических задач расчета грунтовых оснований в нелинейной постановке задачи:

- *нелинейно-упругий (метод переменной жесткости);*
- *упругопластический.*

В рамках лекционного курса отметим лишь основные положения данных методов расчета грунтов в нелинейной постановке.

### **14.2.2 Нелинейно-упругие решения**

В основе нелинейно-упругих решений лежат модель сплошной среды (лекция 8) и нелинейные зависимости деформаций от уровня напряжений, принимаемые в виде эмпирических зависимостей «напряжение – полная (упругая + пластическая) деформации».

В нелинейно-упругой постановке физические уравнения принимаются аналогично как и в линейной теории упругости (согласно обобщенного закона Гука), но с переменными, зависящими от напряжений, деформационными характеристиками  $E_0, \nu_0$ , или эквивалентно их заменяющими  $G, K$ :



$$G = \frac{E_0}{2(1+\nu_0)} - \text{модуль сдвига} \quad (14.3)$$

$$K = \frac{E_0}{1-2\nu_0} - \text{модуль объемного сжатия} \quad (14.4)$$

Физические уравнения, решенные относительно напряжений, будут иметь вид:

$$\begin{cases} \sigma_x = \left(\frac{1}{3}K + \frac{4}{3}G\right)\varepsilon_x + \left(\frac{1}{3}K - \frac{2}{3}G\right)\varepsilon_y + \left(\frac{1}{3}K - \frac{2}{3}G\right)\varepsilon_z \\ \sigma_y = \left(\frac{1}{3}K - \frac{2}{3}G\right)\varepsilon_x + \left(\frac{1}{3}K + \frac{4}{3}G\right)\varepsilon_y + \left(\frac{1}{3}K - \frac{2}{3}G\right)\varepsilon_z \\ \sigma_z = \left(\frac{1}{3}K - \frac{2}{3}G\right)\varepsilon_x + \left(\frac{1}{3}K - \frac{2}{3}G\right)\varepsilon_y + \left(\frac{1}{3}K + \frac{4}{3}G\right)\varepsilon_z \\ \tau_{zx} = G\alpha_{zx} \\ \tau_{zy} = G\alpha_{zy} \\ \tau_{xz} = G\alpha_{xz} \end{cases} \quad (14.5)$$

или в тензорной форме:

$$\sigma_{ij} = 2G\varepsilon_{ij} + \delta_{ij}\left(\frac{1}{3}K - \frac{2}{3}G\right)\varepsilon_{ij}$$

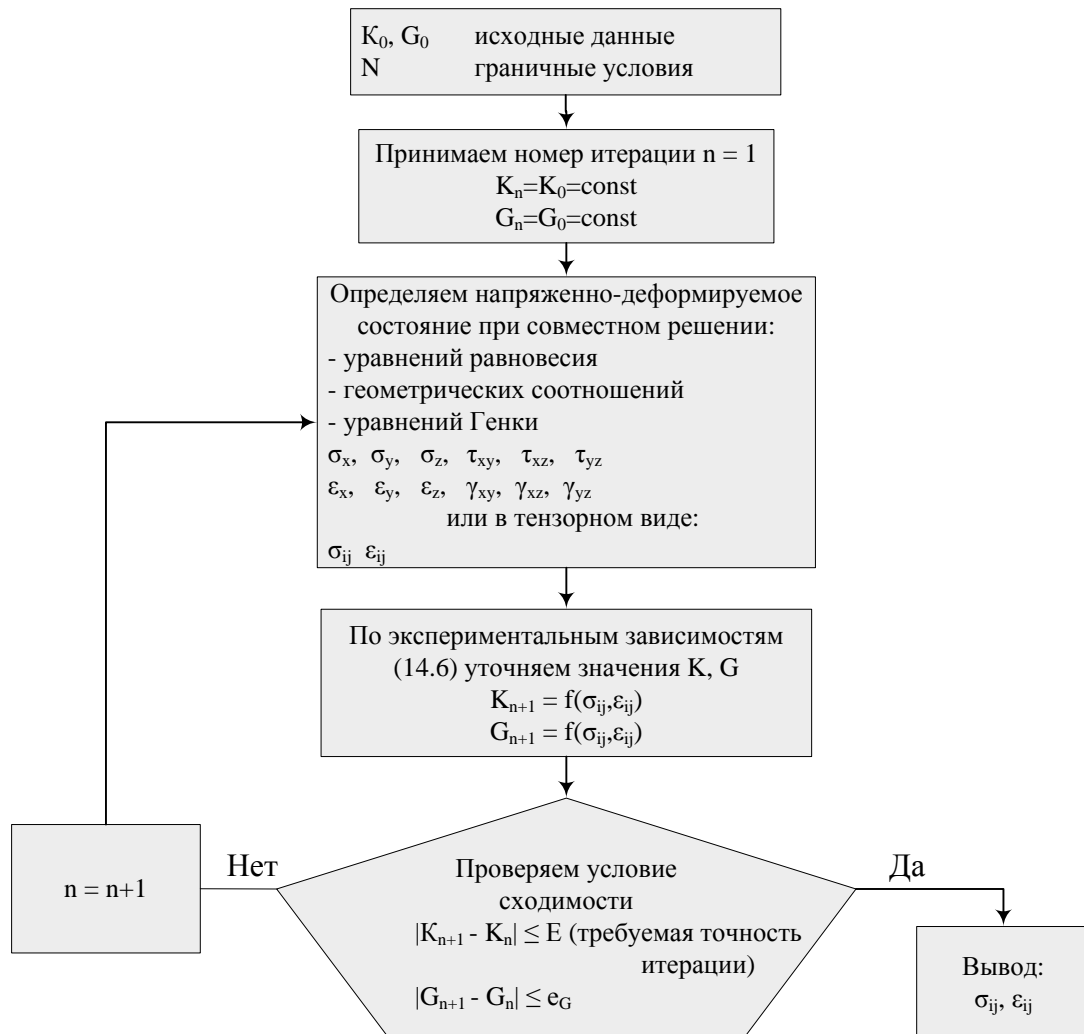
Уравнения (14.5) называется уравнениями Генки и представляют собой более общую форму записи закона Гука, учитывающую, что величины  $K$  и  $G$  так же зависят от напряженного деформируемого состояния грунта, то есть являются функциями напряжений и деформаций:

$$\begin{aligned} K &= f(\sigma_{ij}; \varepsilon_{ij}) \\ G &= f(\sigma_{ij}; \varepsilon_{ij}) \end{aligned} \quad (14.6)$$

Получить замкнутые решения в такой постановке невозможно даже теоретически. В этом случае применяется методика последовательных приближений (итераций). На каждом шаге итераций деформационные параметры  $K$ ,  $G$  принимаются постоянными, и задача по определению напряженно-деформируемого состояния среды решается аналогично, как и в линейной постановке. Далее производится уточнение деформационных параметров  $K$ ,  $G$  с использованием эмпирических функций (14.6). Проверяется

условие сходимости итерационного процесса и при необходимости расчет повторяется, но уже с другими параметрами  $K, G$ .

Такой подход получил название метод упругих решений или метод переменных жесткостей. Упрощенную блок-схему метода можно представить в виде, рис 14.4.



**Рис. 14.4. Блок – схема определение напряженно-деформируемого состояния грунта по нелинейно-упругой модели**

Значения деформационных параметров  $G_n, K_n$  на каждом шаге итераций в зависимости от напряженно-деформируемого состояния можно установить по зависимостям (вариант секущих модулей):

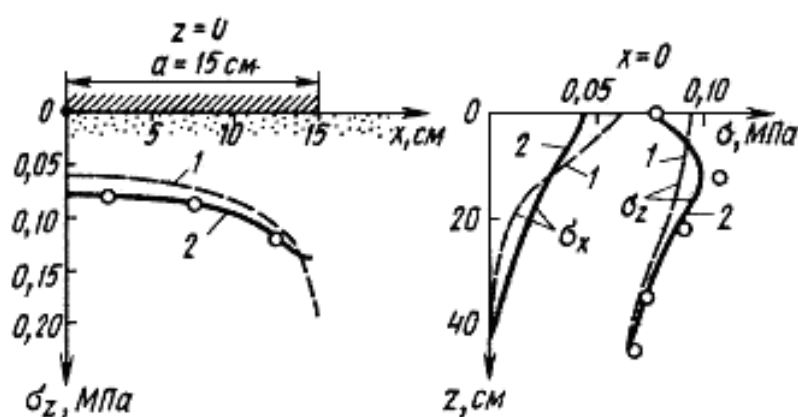
$$G_n = \frac{\sigma_i}{3\varepsilon_i}$$

$$K_n = \frac{\sigma_{cp}}{\varepsilon_{cp}}$$

где  $\sigma_{cp}$ ,  $\sigma_i$ ,  $\varepsilon_{cp}$ ,  $\varepsilon_i$  – инварианты напряженного и деформируемого состояния.

При этом зависимости  $\varepsilon_i$  от  $\sigma_i$  и  $\varepsilon_{cp}$  от  $\sigma_{cp}$  устанавливаются эмпирически (к примеру, при испытании грунта в приборе трехосного сжатия).

В качестве иллюстрации на рис. 14.5 приведены результаты теоретических и экспериментальных исследований напряженно-деформируемого состояния грунтов с учетом и без учета нелинейности физических уравнений.



**Рис.14.5. Напряженное состояние линейно (1) и нелинейно (2) упругого основания, нагружаемого жестким штампом, и результаты эксперимента (кружки на кривых)**

## 14.3 Уругопластические решения

### 14.3.1 Общие положения

В основе уругопластического подхода лежит раздельное описание физическими зависимостями упругих и пластических деформаций грунта. Существует несколько вариантов уругопластических решений. В основе большинства из них лежит теория пластического течения.

В соответствии с представлениями теории пластического течения для уругопластических решений механики грунтов характерно использование дифференциальных зависимостей между напряжениями и деформациями (пластическими и полными) и процедуры последовательного (пошагового) нагружения грунтовых массивов.

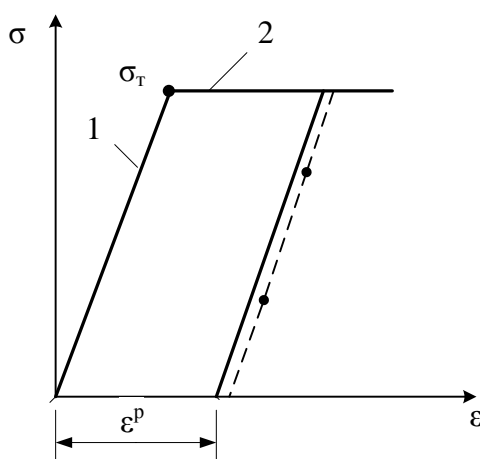
В упругопластическом расчете грунтовых массивов первоначально необходимо выбрать соответствующие дифференциальные физические соотношения для пластических деформаций, определяемых принятой моделью грунта. При решении пластических задач наиболее широкое применение нашли модели:

- *упруго-идеальнопластической среды;*
- *упругопластической упрочняющейся среды.*

### 14.3.2 Модель упругопластической среды

В этом случае принимается, что грунт ведет себя как тело Прандля и его напряженно-деформированное состояние соответствует, либо чисто упругой стадии работы среды, либо чисто пластичной.

В частности, при одноосном сжатии деформирование упруго-идеальнопластической среды описывается билинейной диаграммой  $\sigma$ - $\varepsilon$ , (рис.14.6).



**Рис.14.6. Деформирование при линейном напряженном состоянии идеального упругопластического тела 1.....2.....**

На первом участке (до некоторого предельного значения сжимающего напряжения  $\sigma_m$ ) грунт рассматривается как линейно-деформируемое тело. В этом случае используются физические уравнения, полученные из обобщенного закона пластического течения:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (14.7)$$

$\varepsilon_{ij}^p$  - тензор пластических деформаций;

$d\lambda$  - скалярный бесконечно малый множитель;  
 $f$  – функция текучести;  
 $\sigma_{ij}$  – тензор напряжений.

Различные варианты теории пластического течения отличаются формой задания функции  $f$  и подбором ее аргументов.

При плоском напряженно-деформируемом состоянии функция текучести  $f$  принимается в зависимости Мора-Кулона. (тема 5)

В этом случае реализация упруго-идеальнопластической модели для изотропных грунтов предполагает использование всего 4-х экспериментальных характеристик:

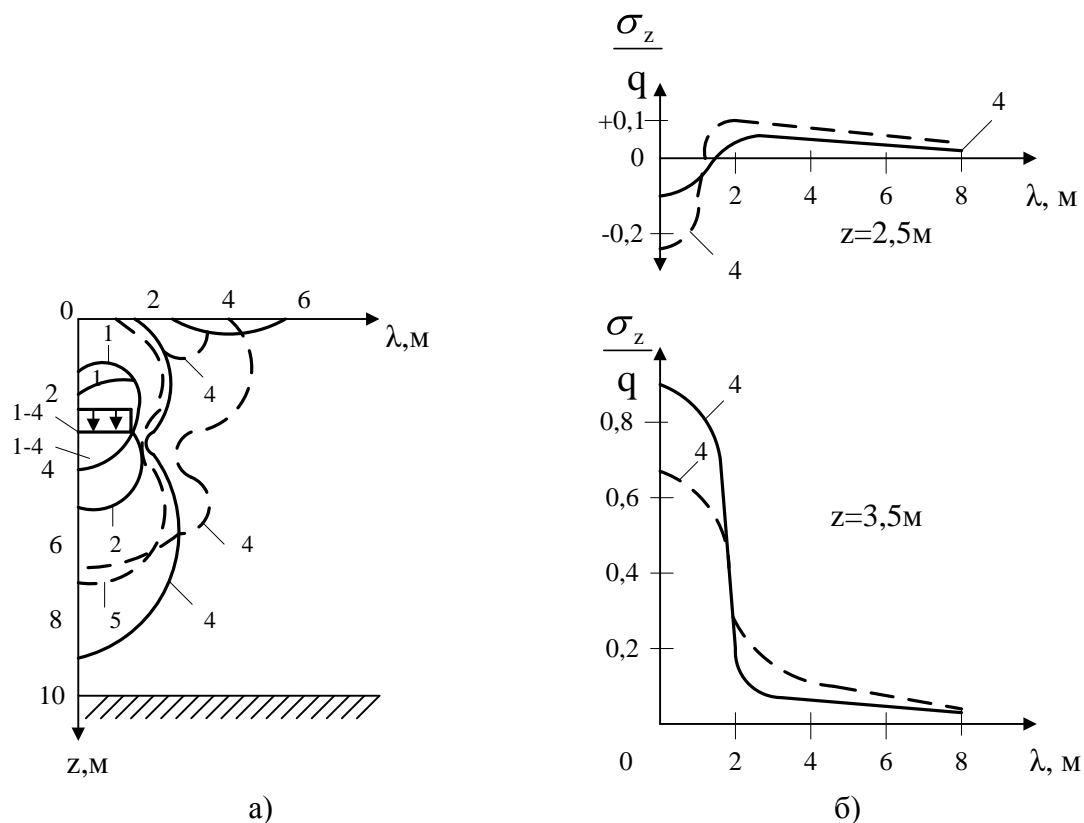
- $E_0$  - модуль общих деформаций;
- $\nu_0$  - коэффициент бокового расширения;
- $c$  – удельное сцепление;
- $\varphi$  – угол внутреннего трения.

При сложном напряженном состоянии, упруго-идеальнопластического тела границей между упругим и пластическим деформированием является фиксированная в пространстве напряжений поверхность  $\Pi_p$ , которую называют поверхностью текучести.

Отметим, что в условиях неоднородного напряженного состояния переход отдельных элементов грунта в предельное состояние не означает, что начнет происходить незатухающее накопление пластических деформаций. Это становится возможным лишь при значительном развитии областей предельного напряженно-деформируемого состояния.

Решение практических задач с использованием упруго-идеальнопластической среды возможно лишь с применением численных методов с использованием процедуры шагового нагружения и метода конечных элементов.

На рис. 14.7 приведено сопоставление результатов расчета напряжений в грунте от полосовой нагрузки в упругой и упругопластической постановке.

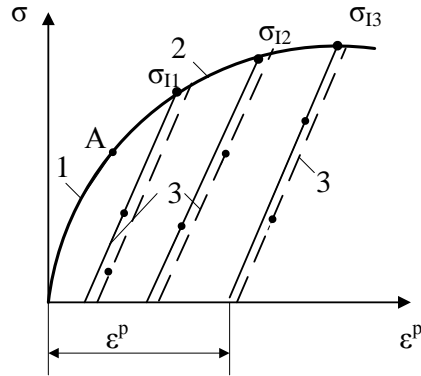


**Рис. 14.7. Результаты расчета действия вертикальной полосовой нагрузки, приложенной внутри упругопластического основания (случай упругого решения)**

### 14.3.3 Модель упругопластической упрочняющейся среды

В этой модели истинно упругие (обратимые) и пластические (остаточные) деформации с самого начала приложения внешней нагрузки рассматриваются отдельно и независимо друг от друга. К примеру, при одноосном сжатии образца грунта принимается диаграмма деформирования  $\sigma$ - $\epsilon$  на которой на участке 1 деформации упругие, на участке 2 – упруго-пластичные, рис. 14.8.

Характерным для данного представления диаграммы деформирования грунта является переменное значение предела текучести  $\sigma_m$ . При повторном приложении нагрузки происходят только упругие деформации, а новые пластические деформации к ранее накопленным не добавляются.



**Рис. 14.8. Деформирование при одноосном сжатии упрочняющегося упругопластического тела**

В случае сложных состояний упрочняющейся упругопластической среде, в пространстве напряжений отвечает поверхность  $\Pi_p$ , которая по аналогии с переменным пределом текучести (пластичности) при растяжении — сжатии может изменять свое положение в пространстве напряжений. В этом случае поверхность  $\Pi_p$  принято называть поверхностью нагружения, реже упрочнения. Точка на поверхности  $\Pi_p$ , отвечающая определенному напряженному состоянию, характеризуемому вектором  $\sigma_0$ , называется точкой нагружения. Данному напряженному состоянию его соответствуют определенная поверхность нагружения  $\Pi_p$  и область  $E$ . Если при изменении напряженного состояния вектор приращения напряжений (вектор догрузки)  $d\sigma_0$  переводит вектор  $\sigma_0$  внутрь области  $E$ , т. е. вектор  $\sigma'_0$  оказывается в  $E$ , то данное изменение напряжений называется разгрузкой. В этом случае поверхность нагружения не меняется и новые пластические деформации не появляются, а вектор  $d\sigma_0$  вызывает только упругие деформации. Если при добавлении к  $\sigma_0$  вектора догрузки  $d\sigma_0$  конец вектора  $\sigma'_0 = \sigma_0 + d\sigma_0$ , точка нагружения остается на поверхности  $\Pi_p$ , то такое изменение напряжений называется нейтральным нагружением. При этом считается, что изменение поверхности  $\Pi_p$  не происходит, новые пластические деформации не появляются, а имеет место только упругое деформирование. И наконец, если в результате приращения напряжений  $d\sigma_0$  конец вектора  $\sigma'_0 = \sigma_0 + d\sigma_0$  выходит наружу поверхности нагружения  $\Pi_p$ , построенной для вектора  $\sigma_0$  то происходит, перемещение (изменение) поверхности нагружения из  $\Pi_p$  в  $\Pi'_p$ , а изменение напряженного состояния, т. е. вектор догрузки  $d\sigma_0$ , вызывает появление пластических деформаций. Такое изменение напряжений называется нагружением, часто — активным нагружением. Считается, что при нагружении изменение поверхности от  $\Pi_p$  до  $\Pi'_p$  происходит непрерывно, т. е. малому значению вектора догрузки  $d\sigma_0$  отвечает малое изменение поверхности нагружения. Заметим, что для нагружения необходимо, чтобы исходное напряженное

состояние соответствовало точке нагружения, т. е. конец вектора  $\sigma_0$  должен принадлежать поверхности  $\Pi_p$ .

В модели упругопластической упрочняющейся среды для упругих (обратимых) деформаций принимаются соотношения (14.) обобщенного закону Гука, в которых модули  $G = G^e; K = K^e$  являются модулями упругости, устанавливаемые в опытах при разгрузке грунта. Для пластических деформаций в рассматриваемой модели используются соотношения (14.) ассоциированного закона, пластического течения, в которых функция нагружения  $\Phi$  зависит в частности, от параметров упрочнения.

Наиболее простой метод учета параметров упрочнения основан на принципе сингулярности, т.е. с использованием кусочно-гладких поверхностей нагружения (или прямых линий при одноосном сжатии) с особыми (сингулярными) точками, определяемые экспериментально.

В этом случае для приращения пластических деформаций принимается обобщенный ассоциированный закон пластического течения

$$d\varepsilon_{ij}^p = \sum_{r=1}^k d\lambda^r \frac{\partial \phi_r}{\partial \sigma_{ij}}$$

где  $\phi_r$  - регулярные участки ( $\phi_1, \phi_2 \dots \phi_k$ ) поверхности нагружения, сходящиеся в особой точке.

Реализация этой модели связана с необходимостью проведения достаточно обширных экспериментов по выявлению формы поверхности нагружения грунта, а проведение расчетов возможно только с использованием численных методов, эффективных вычислительных программ и мощных ЭВМ. Применение рассматриваемой модели целесообразно в случаях уникальных и особо ответственных сооружений.



# ПРАКТИЧЕСКАЯ ЧАСТЬ

## ЛАБОРАТОРНЫЕ РАБОТЫ

### *Лабораторная работа № 1*

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА ГРУНТА СИТОВЫМ МЕТОДОМ

### Гранулометрический состав грунта, гранулометрические анализы

Нескальные грунты (крупнообломочные, песчаные и глинистые) состоят из отдельных обломков различной величины (от метров до тысячных долей миллиметра), формы и вещественного состава.

Относительное содержание частиц различной крупности, выраженное в процентах от массы сухого грунта, характеризует гранулометрический или механический состав грунта. Гранулометрический состав определяет многие свойства грунта, такие как пластичность, пористость, набухание, усадка, сжимаемость и др. По гранулометрическому составу дается наименование крупнообломочным и песчаным грунтам.

Определение гранулометрического состава производится соответствующими анализами согласно ГОСТ 12536-79, для чего грунты разделяются на фракции (группы зерен, близкие по крупности).

Грунтовые частицы (главным образом глинистых грунтов) соединены между собой в агрегаты различной прочности. Поэтому, чтобы получить правильное представление о гранулометрическом составе, необходимо перед анализом произвести подготовку грунта в целях разрушения агрегатов.

Способы подготовки грунта к гранулометрическому анализу можно разделить на три группы: механические, химические и физико-химические.

К механическим способам относятся: растирание грунта в ступке, взбалтывание суспензии грунта и кипячение.

Химическая подготовка состоит в разрушении карбонатов и органических веществ. Разрушение карбонатов обычно достигается обработкой соляной кислотой, а органических веществ – перекисью водорода.

Физико-химические методы заключаются в обработке грунта растворами солей натрия или аммония для раздробления его высокодисперсной части.

При анализе грунта в строительных целях обычно ограничиваются механическими способами его подготовки: растиранием в ступке и кипячением.

Ситовый метод применяют для определения гранулометрического состава песчаных и крупнообломочных грунтов. Грунт с помощью специального набора сит рассеивают на отдельные фракции. Стандартный набор состоит из сит с отверстиями 10; 5; 2; 1; 0,5; 0,25 и 0,1 мм. Сита собирают в колонку так,

чтобы их отверстия уменьшались сверху вниз. Под нижнее сито подставляют поддон.

### Ход работы

1. Из воздушно-сухого грунта отбирают среднюю пробу, величина которой зависит от однородности состава грунта. Чем менее однороден грунт, тем больше должна быть средняя проба.

Средняя проба берется следующий образом: на листе бумаги весь образец грунта тщательно перемешивают, разравнивают ножом или линейкой и разделяют на четыре части.

Две части, лежащие накрест, отбрасывают, а две другие соединяют, перемешивают, разравнивают, разделяют на четыре части и т.д. Эту операцию продолжают до тех пор, пока объем оставшегося грунта не будет примерно равен заданной величине средней пробы (величина средней пробы в данном случае берется равной 100 г). Объем средней пробы для крупнообломочных грунтов – 600–3000 см<sup>3</sup>, для песчаных – 200–600 см<sup>3</sup>.

2. Пробу грунта взвешивают на технических весах с точностью до 0,01 г.

3. Взвешенный грунт помещают в колонку сит и встряхивают до тех пор, пока не будет достигнута полная отсортировка частиц.

4. Фракции, оставшиеся после просеивания на ситах и в поддоне, взвешивают на технических весах с точностью до 0,01 г. Суммарная масса всех фракций не должна отличаться более чем на 0,5 % от массы средней пробы, взятой для анализа.

5. Из суммарной массы навески вычисляют процентное содержание каждой фракции по формуле

$$X = \frac{A \cdot 100\%}{B} ,$$

где  $X$  – процентное содержание фракций в грунте;

$A$  – масса фракции;

$B$  – масса средней пробы.

Полученные данные записываются в тетрадь для лабораторных работ.

## Лабораторная работа № 2

### ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА ГРУНТА ПОЛЕВЫМ МЕТОДОМ (МЕТОД РУТКОВСКОГО)

Наибольшее распространение получил метод Рутковского, который применяется для массовых определений гранулометрического состава глинистых грунтов в поле. В основу метода положена способность глинистых фракций набухать в воде и различная скорость падения частиц в воде в зависимости от их размера.

Этим методом приближенно выделяют три основные группы фракций: глинистую, песчаную, пылеватую.

#### Ход работы

##### *Определение содержания глинистых частиц (меньше 0,005 мм).*

Из воздушно-сухого грунта, прошедшего через сито  $d = 2$  мм, в мензурку емкостью  $100 \text{ см}^3$  насыпают с уплотнением  $5 \text{ см}^3$  грунта ( $V_0$ ).

2. Грунт в мензурке разрыхляют, наливают  $50\text{--}70 \text{ см}^3$  воды и тщательно размешивают стеклянной палочкой с резиновым наконечником.

3. После размешивания к суспензии добавляют  $2\text{--}3 \text{ см}^3$  пятипроцентного раствора СаСІ для ускорения коагуляции.

4. В мензурку доливают воды до  $100 \text{ см}^3$  и оставляют суспензию отстаиваться на сутки.

5. Измеряют объем набухшего осадка  $V$  в мензурке и определяют приращение объема грунта  $K$  в результате его набухания по отношению к первоначальному объему  $V_0$

$$K = \frac{V - V_0}{V_0} .$$

6. Определяют процентное содержание глинистой фракции по эмпирической формуле

$$a = 23 \cdot K .$$

##### *Определение содержания в грунте песчаных частиц (2...0,05 мм)*

1. В мензурку емкостью  $100 \text{ см}^3$  насыпают с уплотнением  $10 \text{ см}^3$  грунта, прошедшего через сито  $d = 2$  мм.

2. Грунт в мензурке разрыхляют, затем наливают  $100 \text{ см}^3$  воды, тщательно размешивают содержимое стеклянной палочкой и отстаивают его в течение 90 с.

3. Через 90 с суспензию в объеме  $70\text{--}75 \text{ см}^3$  сливают в банку.

4. Отмутнение в мензурке продолжают до тех пор, пока вода на сливаемую высоту по истечении 90 с не станет прозрачной.

5. Далее для контроля чистоты отмутнения в мензурку наливают воду до уровня 30 см<sup>3</sup>, взмутняют и через 30 с сливают весь слой жидкости, находящейся над осадком. Операцию повторяют до тех пор, пока из осадка с водой не удалятся все взвешенные пылеватые и глинистые частицы.

6. Доливают в мензурку воды до 100 см<sup>3</sup>, дают отстояться и определяют объем осевшего на дно мензурки песка.

7. Принимая, что каждый кубический сантиметр осевшего песка соответствует 10%, вычисляют его процентное содержание.

8. Если грунт содержит частицы крупнее 2 мм, то полученные результаты пересчитывают на всю пробу.

### ***Определение содержания пылеватой фракции (0,05...0,005 мм)***

Процентное содержание пылеватой фракции вычисляют по разности между 100 % грунта и суммой процентного содержания песчаной и глинистой фракции. Результаты анализа вносят в тетрадь для лабораторных работ.

## **Лабораторная работа № 3**

### **ГРАФИЧЕСКОЕ ИЗОБРАЖЕНИЕ ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА ГРУНТА И ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАИМЕНОВАНИЯ ГРУНТА**

Для большей наглядности и удобства сравнения различных грунтов между собой гранулометрический состав обычно изображают графически, чаще в виде суммарной кривой гранулометрического состава или методом треугольных координат.

### ***Ход работы***

Кривая гранулометрического состава строится в системе прямоугольных координат в полулогарифмическом масштабе. Для построения графика последовательно суммируют содержание фракций, начиная с наиболее мелкой или крупной. Пример расчета результатов анализа по совокупности фракций приводится в табл. 1. После подсчета данных на оси ординат откладывают суммарное процентное содержание фракций из последней колонки табл. 1, на оси абсцисс - логарифмы диаметров частиц. Для данных табл. 1 кривая имеет вид, представленный на рис.1.

Т а б л и ц а 1

Диаметр частиц каждой фракции, мм	Содержание каждой фракции в грунте, %	Диаметр частиц по совокупности фракций, мм	Содержание по совокупности фракций, %
10,0-5,0	0,0	-	-
5,0-2,0	2,4	менее 5	100
2,0-1,0	8,2	3	97,6
1,0-0,5	32,4	1	89,4
0,5-0,1	48,5	0,5	57,0
<0,1	8,5	0,1	8,5

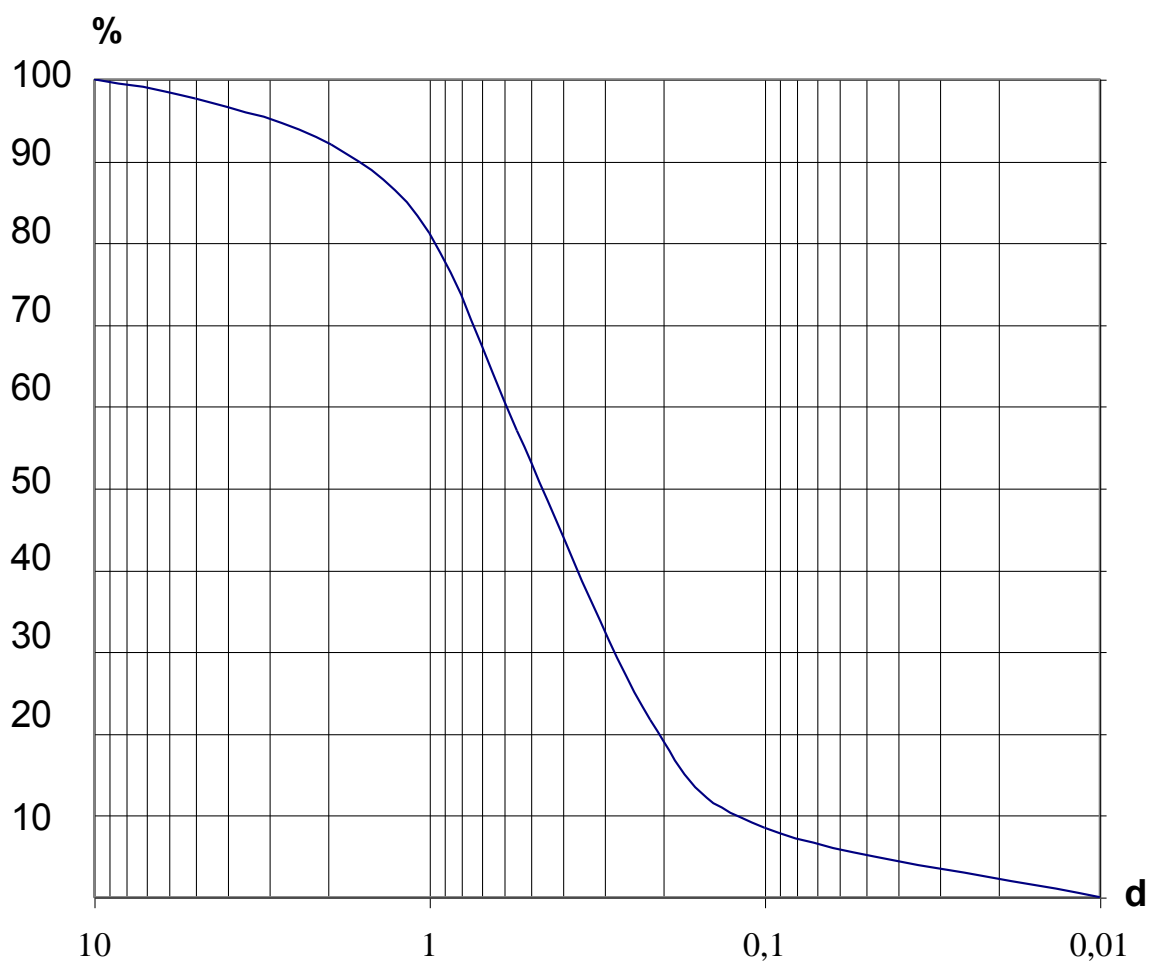


Рис.1. Суммарная кривая гранулометрического состава

По кривой гранулометрического состава находят показатель максимальной неоднородности грунта  $U_{max}$  (мера неоднородности гранулометрического состава песка) по формуле

$$U_{max} = d_{50} \frac{d_{95}}{d_5} ,$$

где  $d_{95}$ ,  $d_{50}$ ,  $d_5$  – диаметры частиц, мм, меньше которых в данном грунте содержится по массе соответственно 95, 50 и 5 % частиц.

Для грунтов, гранулометрический состав которых определен в лабораторных работах № 1 и 2, строят кривые гранулометрического состава. Определяют наименование грунта, анализ которого сделан в лабораторной работе № 1, согласно табл. 5.2 классификации СТБ 943-93(приложение 1).

Наименование глинистому грунту, анализ которого проведен в лабораторной работе № 2, дают на основании упрощенной гранулометрической классификации (табл. 2).

Т а б л и ц а 2

Наименование грунтов	Содержание глинистых частиц (диаметром меньше 0,005 мм) в % по весу
Глина	более 30
Суглинок	30 - 10
Супесь	10 - 3
Песок	менее 3

Все подсчеты производятся и представляются в тетради для лабораторных работ.

Класс грунтов без жестких структурных связей (класс нескальных грунтов) (табл. 5.2 СТБ 943-2007)

Группа	Подгруппа	Тип	Вид	Разновидность
1	2	3	4	5
Осадочные нецементированные	Обломочные – песчаные (элювиальные, делювиальные, пролювиальные, аллювиальные, озерные, водно-ледниковые, ледниковые, озерно-ледниковые, морские, эоловые и смешанного происхождения)	Песок – в гранулометрическом составе масса частиц крупнее 2 мм менее 50 %, число пластичности $I_p < 1$	<p>1. По гранулометрическому составу:</p> <p><i>гравелистый</i> – масса частиц крупнее 2 мм более 25 %;</p> <p><i>крупный</i> – масса частиц крупнее 0,5 мм более 50 %;</p> <p><i>средний</i> – масса частиц крупнее 0,25 мм более 50 %;</p> <p><i>мелкий</i> – масса частиц крупнее 0,1 мм 75 % и более;</p> <p><i>пылеватый</i> – масса частиц крупнее 0,1 мм менее 75 %</p> <p>2. По показателю максимальной неоднородности <math>U_{max}</math> :</p> <p>однородный – <math>U_{max} &lt; 4</math></p> <p>среднеоднородный – <math>4 \leq U_{max} \leq 20</math></p> <p>неоднородный – <math>20 &lt; U_{max} \leq 40</math></p> <p>повышенной неоднородности – <math>U_{max} &gt; 40</math></p> <p>3. По относительному содержанию органического вещества <math>I_{om}</math> :</p> <p>без примеси органического вещества – <math>I_{om} \leq 0,03</math></p> <p>с примесью органического вещества – <math>0,03 &lt; I_{om} \leq 0,10</math></p>	<p>1. По прочности (сопротивлению грунта при зондировании).</p> <p>2. По степени влажности <math>S_r</math>:</p> <p>маловлажный – <math>0 &lt; S_r \leq 0,5</math></p> <p>влажный – <math>0,5 &lt; S_r \leq 0,8</math></p> <p>водонасыщенный – <math>0,8 &lt; S_r \leq 1</math></p> <p>3. По степени засоленности <math>D_{sal}, \%</math>:</p> <p>незасоленный – <math>D_{sal} &lt; 0,5</math></p> <p>засоленный – <math>D_{sal} \geq 0,5</math></p>

1	2	3	4	5
Осадочные несементированные	Обломочные – пылевато-глинистые	Элювиальные, делювиальные, пролювиальные, аллювиальные, озерные, водно-ледниковые, ледниковые, озерно-ледниковые, морские, смешанного происхождения	<p>По числу пластичности <math>I_p</math>, %:</p> <p>супесь – <math>1 \leq I_p \leq 7</math></p> <p>суглинок – <math>7 &lt; I_p \leq 17</math></p> <p>глина – <math>I_p &gt; 17</math></p> <p>с примесью органического вещества – <math>0,03 &lt; I_{om} \leq 0,10</math></p> <p>1. По содержанию включений по массе:</p> <p>с галькой (щебнем) либо с гравием (дресвой) при содержании соответствующих частиц крупнее 2 мм 15–25 %; галечниковый (щебенистый) либо гравелистый (дресвяный) при содержании соответствующих частиц крупнее 2 мм 26–50 %</p> <p>2. По относительному содержанию органического вещества <math>I_{om}</math>:</p> <p>без примеси органического вещества – <math>I_{om} \leq 0,05</math></p> <p>с примесью органического вещества – <math>0,05 &lt; I_{om} \leq 0,10</math></p> <p>3. По коэффициенту пористости <math>e</math> лессовидные:</p> <p>низкопористые – <math>e \leq 0,8</math></p> <p>высокопористые – <math>e &gt; 0,8</math></p>	<p>1. По прочности (сопротивлению грунта при зондировании)..</p> <p>2. По показателю текучести <math>I_L</math> (консистенции) :</p> <p>супесь твердая – <math>I_L &lt; 0</math></p> <p>то же, пластичная – <math>0 \leq I_L \leq 1</math></p> <p>текучая – <math>I_L &gt; 1</math></p> <p>суглинок и глина:</p> <p>твердые – <math>I_L &lt; 0</math></p> <p>полутвердые – <math>0 \leq I_L \leq 0,25</math></p> <p>тугопластичные – <math>0,25 &lt; I_L \leq 0,50</math></p> <p>мягкопластичные – <math>0,50 &lt; I_L \leq 0,75</math></p> <p>текучепластичные – <math>0,75 &lt; I_L \leq 1</math></p> <p>текучие – <math>I_L &gt; 1</math></p> <p>3. По относительной просадочности <math>\varepsilon_{sl}</math> :</p> <p>непросадочный – <math>\varepsilon_{sl} &lt; 0,01</math></p> <p>просадочный – <math>\varepsilon_{sl} \geq 0,01</math></p> <p>4. По относительному набуханию без нагрузки <math>\varepsilon_{sw}</math> :</p> <p>ненабухающий – <math>\varepsilon_{sw} &lt; 0,04</math></p> <p>слабонабухающий – <math>0,04 \leq \varepsilon_{sw} \leq 0,08</math></p> <p>средненабухающий – <math>0,08 &lt; \varepsilon_{sw} \leq 0,12</math></p> <p>сильнонабухающий – <math>\varepsilon_{sw} &gt; 0,12</math></p> <p>5. По степени засоленности <math>D_{sal}</math>, % , супесь и суглинок:</p> <p>незасоленные – <math>D_{sal} &lt; 5</math></p> <p>засоленные – <math>D_{sal} \geq 5</math></p>



## Лабораторная работа № 4

# ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГРАНИЧНЫХ ЗНАЧЕНИЙ ПЛОТНОСТИ ПЕСЧАНОГО ГРУНТА

### Плотность грунтов

Плотность грунта равна отношению его массы, включая массу воды в его порах, к занимаемому этим грунтом объему. Она зависит от влажности, пористости, минералогического состава и может меняться в значительных пределах. Максимального значения плотности грунт при данной пористости достигает при полном заполнении пор водой. Плотность грунта используется в инженерно-технических расчетах оснований, земляных сооружений и среды для подземных конструкций, а также при установлении объема земляных работ.

Удельный вес грунта применяют для характеристики отношения веса грунта к занимаемому им объему в расчетах при определении природного давления, давления на подпорные стены. Зная плотность грунта, удельный вес находят по формуле

$$\gamma = \rho \cdot g ,$$

где  $\gamma$  – удельный вес, кН/м<sup>3</sup>;

$g$  – ускорение свободного падения, равное 9,81 м/с<sup>2</sup>;

$\rho$  – плотность грунта, т/м<sup>3</sup> (г/см<sup>3</sup>).

### Ход работы

#### *Определение плотности грунта при плотном сложении*

1. Взвесив металлический стакан ( $m_0$ ), насыпают в него небольшую порцию песка в воздушно-сухом состоянии и производят уплотнение при помощи деревянной трамбовки.
2. После уплотнения первой порции песка насыпают в стакан вторую порцию и снова ее уплотняют. Операцию повторяют до тех пор, пока стакан не будет загружен полностью.
3. Удалив избыток песка линейкой, взвешивают стакан с песком ( $m_1$ ).
4. Плотность грунта вычисляют по выражению

$$\rho = \frac{m_1 - m_0}{V} , \text{ г/см}^3 ,$$

где  $V$  – объем стакана, см<sup>3</sup>;

$m_1$  – масса стакана с песком, г;

$m_0$  – масса стакана, г.

## *Определение плотности в рыхлом состоянии*

1. Песок высыпают на лист бумаги, а затем небольшой струей ссыпают в тот же металлический стакан, предварительно опустив туда спираль из проволоки (разрыхлитель). После этого разрыхлитель, медленно вращая, вынимают из стакана. Избыток песка удаляют линейкой, чтобы поверхность его была на одном уровне с краями сосуда.

2. Стакан с грунтом взвешивают ( $m_1$ ) и определяют плотность песка по формуле

$$\rho = \frac{m_1 - m_0}{V}, \text{ г/см}^3.$$

Данные определений заносят в тетрадь для лабораторных работ.

### *Лабораторная работа №5*

## **МЕТОД ПАРАФИНИРОВАНИЯ**

Этот метод применяют для связных грунтов, трудно поддающихся вырезке или склонных крошиться.

### **Ход работы**

1. Берут пробу грунта не менее  $30 \text{ см}^3$ , удалив по возможности при помощи ножа выступающие острые части, взвешивают его на технических весах ( $m$ , г).

2. Погружают образец, предварительно обвязав его ниткой, на 1–2 с в нагретый до  $57 - 60 \text{ }^\circ\text{C}$  парафин.

3. Когда парафиновая оболочка остынет, образец взвешивают и определяют массу запарафинированного образца ( $m_1$ , г).

4. Определяют массу парафина  $m_p = m_1 - m$ .

5. Определяют объем парафиновой, оболочки:

$$V_p = \frac{m_p}{0,9},$$

где  $0,9 \text{ г/см}^3$  - плотность парафина.

6. Подвесив запарафинированный образец грунта на крюк коромысла весов погружают его в стакан с чистой водой и взвешивают ( $m_2$ , г). Взвешивание в воде производят на обычных технических весах, используя для этой цели специальную подставку.

7. Определяют объем запарафинированного образца по формуле:

$$V_1 = \frac{m_1 - m_2}{\rho_w}$$

где  $m_1$  – масса запарафинированного образца, г;  
 $m_2$  – масса запарафинированного образца в воде, г;  
 $\rho_w = 1 \text{ г/см}^3$  – плотность воды.

8. Вычисляют плотность грунта по формуле

$$\rho = \frac{m}{V_1 - V_p}, \text{ г/см}^3$$

где  $m$  – масса образца, г;  
 $V_1$  – объем запарафинированного образца,  $\text{см}^3$ ;  
 $V_p$  – объем парафина,  $\text{см}^3$ .

Данные определений заносят в тетрадь для лабораторных работ.

### *Лабораторная работа № 6*

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЛАЖНОСТИ ГРУНТА

### Влажность грунта

Грунт естественного залегания всегда содержит то или иное количество воды. Величина естественной влажности является важнейшей характеристикой физического состояния грунта. Влажностью называется отношение массы воды, удаленной из образца высушиванием при температуре  $105 \text{ }^\circ\text{C}$ , к массе абсолютно сухого грунта. Влажность может быть выражена в процентах или в долях единицы.

Для внесения поправок в гранулометрические анализы и других целей определяется гигроскопическая влажность грунта, которая обусловлена его способностью адсорбировать парообразную воду из воздуха. Она практически равна влажности воздушно-сухого, т.е. высушенного на воздухе; грунта.

### Ход работы

1. Взвешивают пустой бюкс с крышкой на технических весах с точностью до  $0,01 \text{ г}$  ( $m_0$ , г).

2. В бюкс помещают образец влажного грунта массой  $10\text{--}20 \text{ г}$  и взвешивают ( $m_1$ , г).

3. Сняв предварительно крышку, бюкс помещают в сушильный шкаф, где поддерживается постоянная температура около  $105 \text{ }^\circ\text{C}$ . Выдерживают образец в

шкафу не менее 6 ч., после остывания бюкса в эксикаторе с притертой крышкой его взвешивают ( $m_2$ , г).

4. Величину влажности грунта  $W$  в процентах вычисляют по формуле

$$W = \frac{m_1 - m_2}{m_2 - m_0} \times 100 \% ,$$

где  $W$  – влажность грунта, %;

$m_1$  – масса бюкса с влажным грунтом, г;

$m_2$  – масса бюкса с сухим грунтом, г;

$m_0$  – масса бюкса, г.

5. Данные определения заносят в тетрадь для лабораторных работ.

6. Для каждой пробы грунта следует делать два определения влажности. Расхождения между параллельными определениями допускаются до 2%.

### *Лабораторная работа № 7*

## **ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЛОТНОСТИ ЧАСТИЦ НЕЗАСОЛЕННЫХ ГРУНТОВ**

### **Плотность частиц грунта**

Плотностью частиц грунта называется отношение массы сухого грунта, исключая массу воды в его порах, к объему твердой части этого грунта:

$$\rho_s = \frac{m_c}{V_s}$$

где  $m_c$  – масса сухого грунта, г;

$V_s$  – объем сухого грунта, см<sup>3</sup>.

Плотность частиц грунта обуславливается только минералогическим составом. В ориентировочных расчетах принимают плотность песков равной 2,66 г/см<sup>3</sup>; супесей и суглинков – 2,7 г/см<sup>3</sup>; глин – 2,75 г/см<sup>3</sup>.

Для определения плотности частиц грунта применяют мерные сосуды (пикнометры) емкостью не менее 100 см<sup>3</sup> и используют для незасоленных грунтов дистиллированную воду, а для засоленных грунтов – керосин, толуол, ксилол. Зная плотность частиц грунта, находят их удельный вес:

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g , \text{ кН/м}^3 ,$$

где  $\gamma_s$  – удельный вес частиц, кН/м<sup>3</sup>;

$\rho_s$  – плотность частиц грунта, г/см<sup>3</sup> (т/м<sup>3</sup>);

$g$  – ускорение свободного падения, равное 9,81 м/с<sup>2</sup>.

## Ход работы

1. Из воздушно-сухого грунта методом «квадратов» отбирают среднюю пробу массой 100–200 г, которую просеивают через сито с диаметром отверстий 1 мм. Остаток на сите дробят и затем просеивают через то же сито.

2. Из средней пробы берут навеску из расчета 15 г на каждые 100 см<sup>3</sup> емкости мерной колбы (пикнометра).

3. Взвешивают пикнометр ( $m_1$ , г).

4. Всыпают через воронку подготовленный грунт, определяют массу пикнометра с грунтом ( $m_2$ , г).

5. Определяют массу воздушно-сухого ( $m = m_2 - m_1$ ) и абсолютно сухого грунта  $m_c$  (вносят поправку на гигроскопическую воду) по формуле

$$m_c = \frac{m}{1 + W_r} ,$$

где  $W_r$  – гигроскопическая влажность, в долях единицы.

6. В пикнометр с грунтом примерно на 1/3 его объема наливают дистиллированную воду и кипятят на песочной бане 30 мин (пески и супеси) или 1 ч (суглинки и глины) для удаления адсорбированного воздуха и расчленения агрегатов.

7. В пикнометр доливают воду до мерной черты и охлаждают содержимое, поместив его в небольшой сосуд с водой.

8. Поправляют положение мениска путем добавки в пикнометр нескольких капель воды, тщательно обтирают его снаружи и шейку внутри (при помощи куска свернутой в трубочку фильтровальной бумаги), после чего взвешивают ( $m_3$ , г).

9. Освободив пикнометр от содержимого, тщательно ополаскивают его, наполняют дистиллированной водой, имеющей температуру суспензии, и взвешивают ( $m_4$ , г).

10. На основе полученных данных рассчитывают плотность частиц грунта по формуле

$$\rho_s = \frac{m_c \cdot \rho_w}{m_c + m_4 - m_3} ,$$

где  $m_c$  – масса абсолютно сухого грунта, г;

$m_3$  – масса пикнометра с водой и грунтом, г;

$m_4$  – масса пикнометра с водой, г.

$\rho_w = 1 \text{ г/см}^3$  – плотность воды.

Для каждого образца грунта производят два параллельных определения плотности частиц, которые не должны отличаться более чем на 0,02 г/см<sup>3</sup>. За плотность частиц грунта принимают среднее арифметическое результатов

параллельных определений, выраженных с точностью до 0,01. Данные записывают в тетрадь для лабораторных работ.

### *Лабораторная работа № 8*

## **ХАРАКТЕРИСТИКИ, ОПРЕДЕЛЯЕМЫЕ РАСЧЕТОМ (ПЛОТНОСТЬ СУХОГО ГРУНТА, ПОРИСТОСТЬ, КОЭФФИЦИЕНТ ПОРИСТОСТИ, СТЕПЕНЬ ПЛОТНОСТИ И СТЕПЕНЬ ВЛАЖНОСТИ)**

Для выполнения данной работы по ранее определенным значениям основных характеристик (влажности  $W$ , плотности частиц  $\rho_s$ , плотности грунта  $\rho$ ) подсчитываются производные (плотность сухого грунта  $\rho_d$ , пористость  $n$ , коэффициент пористости  $e$ , степень плотности  $I_d$  и степень влажности  $S_r$ ) для песчаных грунтов. Результаты вычислений заносятся в тетрадь для лабораторных работ.

### **Плотность сухого грунта. Пористость грунта**

Плотностью сухого грунта называется отношение массы сухого грунта (исключая массу воды в его порах) к занимаемому этим грунтом объему (включая имеющиеся в этом грунте поры):

$$\rho_d = \frac{m_c}{V} ,$$

где  $m_c$  – масса сухого грунта, г;  
 $V$  – объем образца,  $\text{см}^3$ .

Плотность сухого грунта определяется по формуле

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0,01W} ,$$

где  $\rho$  – плотность грунта,  $\text{г/см}^3$ ;  
 $W$  – влажность грунта, %.

Пористостью ( $n$ ) называют отношение объема пор к общему объему грунта. Пористость грунта определяют по формулам

$$n = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} \cdot 100\%$$

или

$$n = \left[ 1 - \frac{\rho}{\rho + 0,01 \cdot W} \right] \cdot 100\% ,$$

где  $\rho$  – плотность грунта,  $\text{г/см}^3$ ;  
 $\rho_s$  – плотность частиц грунта,  $\text{г/см}^3$ ;  
 $\rho_d$  – плотность сухого грунта,  $\text{г/см}^3$

$W$  – весовая влажность, %.

Приведенной пористостью или коэффициентом пористости называется отношение объема пор к объему скелета грунта. Коэффициент пористости ( $e$ ) выражается в долях единицы и определяется по формулам

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} \quad \text{или} \quad e = \frac{n}{100 - n} .$$

Выделяют виды песчаных грунтов по плотности сложения (табл.3)

Т а б л и ц а 3

Виды песков	Плотность сложения песчаных грунтов в зависимости от коэффициента пористости		
	Плотный	Средней плотности	Рыхлый
Песок гравелистый или средний	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Песок мелкий	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Песок пылеватый	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Для более общей характеристики песчаных грунтов по плотности находят относительную плотность или степень плотности. Степень плотности выражается в долях единицы и определяется по формуле

$$I_d = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}},$$

где  $e$  – коэффициент пористости песка естественного сложения;

$e_{\max}$  – коэффициент пористости песка при рыхлом сложении;

$e_{\min}$  – коэффициент пористости песка при плотном сложении.

Обычно песчаные грунты в зависимости от степени плотности подразделяются на следующие категории:

рыхлые при  $I_d \leq \frac{1}{3}$ ;

средней плотности при  $\frac{1}{3} < I_d \leq \frac{2}{3}$ ;

плотные при  $\frac{2}{3} < I_d \leq 1$ .

Степень влажности  $S_r$  характеризует долю заполнения пор грунта водой. Она выражается в долях единицы и определяется по формуле

$$S_r = \frac{W \times \rho_s}{e \times \rho_w},$$

где  $W$  – природная влажность, доли единицы;  
 $\rho_s$  – плотность частиц грунта, г/см<sup>3</sup>;  
 $e$  – коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности;  
 $\rho_w$  – плотность воды, г/см<sup>3</sup>.

Выделяются разновидности (СТБ 943-2007) крупнообломочных и песчаных грунтов по степени влажности  $S_r$  (см. приложение 1).

### *Лабораторная работа № 9*

## **ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРЕДЕЛОВ ПЛАСТИЧНОСТИ, НАИМЕНОВАНИЯ И КОНСИСТЕНЦИИ ГРУНТА**

### *Определение наименования и консистенции глинистого грунта*

Глинистые грунты подразделяются на типы (СТБ 943-2007) в зависимости от числа пластичности  $I_p$ .

Под пластичностью грунта понимают его способность в определенном интервале влажности изменять свою форму без разрыва сплошности под воздействием внешнего давления и сохранять ее, когда внешнее воздействие прекращается.

В зависимости от влажности глинистые грунты могут иметь твердую, пластичную, текучую консистенцию (степень подвижности слагающих грунт частиц при механическом воздействии) и переходные консистенции (полутвердую, тугопластичную, мягкопластичную, текучепластичную).

Глинистые грунты становятся пластичными при определенном содержании воды. С увеличением содержания воды они переходят в текучее состояние, а с уменьшением – в твердое.

Влажность, при которой грунт переходит, из пластичного состояния в текучее, называют границей текучести (верхний предел пластичности  $W_L$ ).

Влажность, при которой грунт переходит из пластичного состояния в твердое, называют границей раскатывания (нижний предел пластичности  $W_P$ ). Эти величины называют характерными влажностями, их применяют для классификаций глинистых грунтов. Разность между влажностями при пределе текучести и раскатывании называется числом пластичности  $I_p$

$$I_p = W_L - W_P .$$

Выделяются по числу пластичности, %:

$$\begin{aligned} \text{супеси} &- 1 < I_p \leq 7, \\ \text{суглинки} &- 7 < I_p \leq 17, \\ \text{глины} &- I_p > 17. \end{aligned}$$



Зная характерные влажности  $W_L$  и  $W_P$  и естественную влажность  $W$ , можно оценить консистенцию грунта, измеряемую величиной показателя текучести  $I_L$ :

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} .$$

Разновидности глинистых грунтов выделяются по консистенции, характеризуемой показателем текучести  $I_L$ :

супеси твердые –	$I_L < 0,$
супеси пластичные –	$0 \leq I_L \leq 1,$
супеси текучие –	$I_L > 1,$
суглинки и глины твердые –	$I_L < 0,$
суглинки и глины полутвердые –	$0 \leq I_L \leq 0,25,$
суглинки и глины тугопластичные –	$0,25 < I_L \leq 0,5,$
суглинки и глины мягкопластичные –	$0,5 < I_L \leq 0,75,$
суглинки и глины текучепластичные –	$0,75 \leq I_L \leq 1,$
суглинки и глины текучие –	$I_L > 1.$

### ***Определение границы текучести ( $W_L$ )***

Границе текучести  $W_L$  соответствует влажность (в процентах) пасты, приготовленной из грунта и воды, в которую балансирный конус погружается под действием собственной массы (76 г) за 5 с на глубину 10 мм (рис. 2).

#### **Ход работы**

1. Из сухого грунта, прошедшего через сито с отверстиями 1мм, с добавлением небольшого количества воды готовится грунтовая паста, которую выдерживают не менее 24 ч в закрытом стеклянном сосуде.

2. Грунтовую пасту тщательно перемешивают и укладывают в стаканчик прибора, заполняя его без пустот. Поверхность пасты сглаживают до одного уровня с краями стаканчика.

3. К поверхности грунтовой пасты в стаканчике подносят конус (см. рис.2) и наблюдают за его свободным погружением в течение 5 с.

4. Погружение конуса за 5 с на глубину менее 10 мм показывает, что влажность пасты еще не достигла искомой границы текучести. В этом случае грунтовую пасту вынимают из стаканчика, добавляют в нее немного воды, тщательно перемешивают и повторяют операции согласно п.2 и 3.

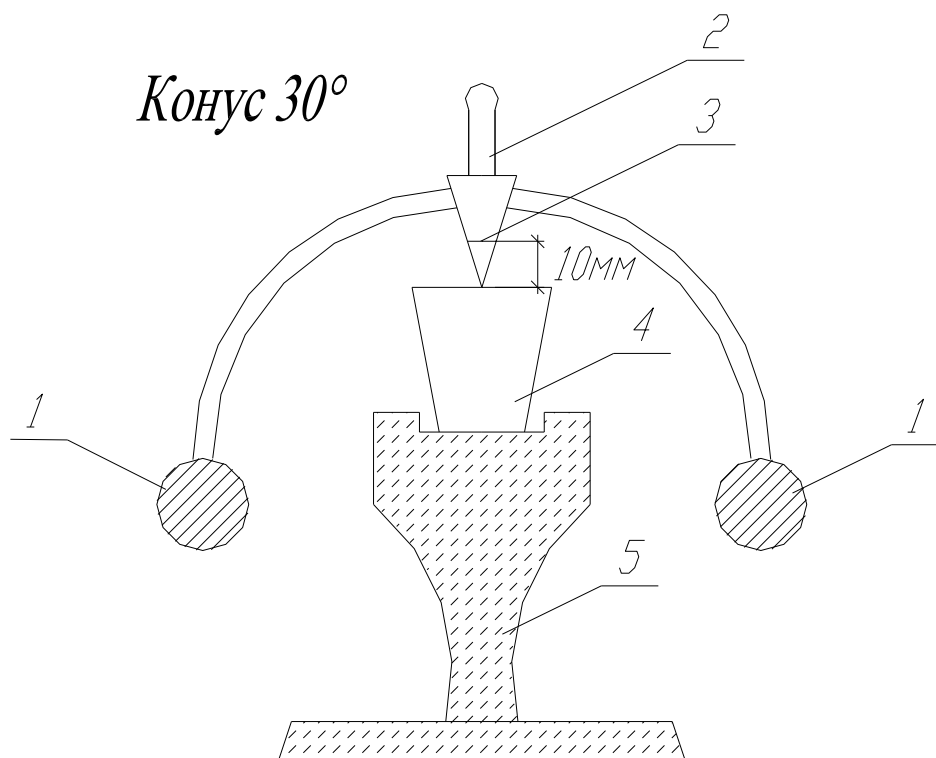


Рис.2 Прибор для определения границы текучести:  
 1 – балансирные шарики; 2 – конус; 3 – отметка погружения в грунт;  
 4 – стаканчик с грунтовой пастой; 5 – подставка под стаканчик

При погружении конуса на глубину более 10 мм грунтовую пасту вынимают из стаканчика, кладут на стекло, перемешивают шпателем, давая ему немного подсохнуть, и повторяют операции согласно п.2 и 3.

Погружение конуса в пасту в течение 5 с на глубину 10 мм указывает на достижение искомой границы текучести.

5. Отбирают из испытываемой пасты пробу массой 15 г и производят определение влажности (см. лабораторную работу № 8).

Производят не менее двух параллельных определений. Расхождение в результатах замеров свыше 2 % не допускается.

6. Результаты заносят в тетрадь для лабораторных работ.

### **Определение границы раскатывания ( $W_p$ )**

Границе раскатывания  $W_p$  соответствует влажность в процентах, при которой паста из грунта и воды, раскатанная в жгут толщиной 3 мм, начинает распадаться на отдельные кусочки длиной 3–10 мм.

## Ход работы

1. Грунтовую пасту, оставшуюся от определения границы текучести, подсушивают до тех пор, пока она при раскатывании не перестанет прилипать к ладоням рук.

2. Из подсушенной пасты берут небольшие кусочки и раскатывают их на стекле или кальке до образования жгута диаметром 3 мм.

3. Если при такой толщине грунтовый жгут начинает крошиться, то считают, что предел раскатывания достигнут.

4. Набрав не менее 10–15 г жгута грунта в предварительно взвешенный бюкс, определяют его влажность (см. лабораторную работу № 6). Если жгут начинает крошиться, не достигнув толщины 3 мм, то добавляют несколько капель воды, вновь перемешивают и раскатывают. Если при толщине 3 мм жгут сохраняет эластичность и не крошится, его переминают руками, а затем снова раскатывают до толщины 3 мм.

5. Для каждого образца грунта производят не менее двух параллельных определений. Расхождение в результатах должно быть не более 2 %, в противном случае испытание повторяют. Данные опыта заносят в тетрадь для лабораторных работ.

6. По влажностям границы текучести и границы раскатывания определяют число пластичности, согласно которому дают наименование глинистому грунту. Показатель консистенции устанавливают, используя значение влажности для грунта естественного сложения, определенное в соответствии с лабораторной работой № 6.

## *Лабораторная работа № 10*

### ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАБУХАНИЯ ГЛИНИСТОГО ГРУНТА

#### Набухание, усадка и размокание глинистых грунтов

Набуханием грунта называется увеличение его объема при взаимодействии с водой. Набухание определяет водостойчивость глинистых грунтов и характеризуется приращением объема грунта в процессе насыщения его водой, влажностью набухания, силой набухания.

Набухание определяется для оценки устойчивости и деформируемости оснований сооружений, откосов, подземных сооружений, земляного полотна дорог. Относительное набухание без нагрузки рассчитывается по формуле

$$\varepsilon_{sw} = \frac{\Delta h}{h} ,$$

где  $\Delta h$  – приращение высоты образца, мм;  
 $h$  – начальная высота образца природной влажности, мм.

Выделяют разновидности (СТБ 943-2007) глинистых грунтов по относительному набуханию без нагрузки ( см. прил. 1).

### Ход работы

Набухание определяется в приборе ПНЗ (рис. 3), который состоит из режущего кольца 5, обоймы 3 с винтом 2, в отверстие которого устанавливается индикатор 1, а также из перфорированного поддона 6, поршня 4 и ванночки 7.

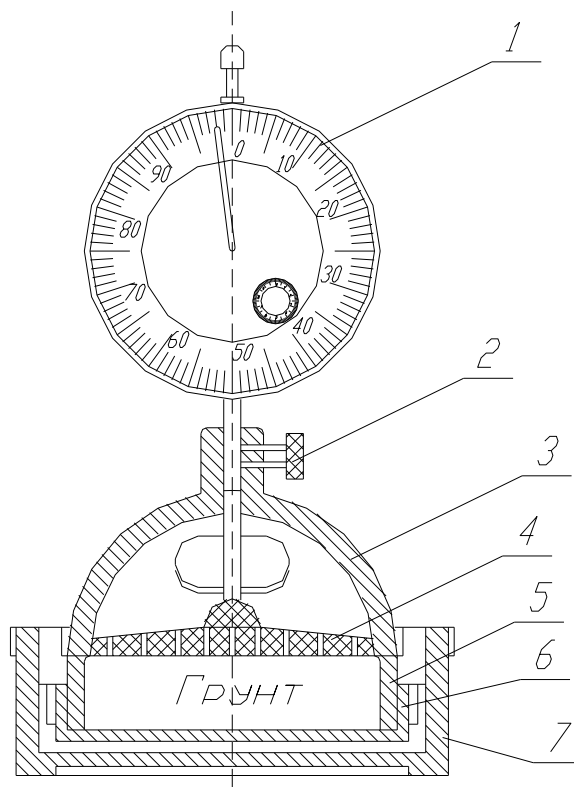


Рис.3. Прибор ПНЗ для определения величины набухания:

1 – индикатор; 2 – винт; 3 – обойма; 4 – поршень;  
5 – режущее кольцо; 6 – перфорированный поддон; 7 – ванночка

1. Перед началом опыта прибор разбирают. С помощью кольца производят отбор пробы из монолита. Для этой цели на срезанную горизонтальную поверхность монолита устанавливают кольцо, которое острым краем вниз вдавливают в грунт. По мере погружения кольца грунт с внешней стороны обрезают. Кольцо вдавливают до появления над верхним краем слоя грунта высотой 1–1,5 см, аккуратно срезают его вровень с краями кольца.

2. Прибор собирают в следующем порядке: в углубление диска кладут бумажный фильтр, ставят кольцо с грунтом, поверх него кладут второй бумажный фильтр, на который устанавливают поршень. Собранный прибор устанавливают на дно ванночки.

3. Индикатор укрепляют в обойме так, чтобы его ножка касалась головки поршня.

4. Отмечают первоначальное показание по индикатору.

5. Ванночку с установленным в ней прибором заполняют водой и отмечают время заливки.

Следя за показаниями индикатора, записывают их через определенные промежутки времени до тех пор, пока набухание грунта полностью не прекратится.

6. Относительное набухание определяют по формуле

$$\varepsilon_{sw} = \frac{\Delta h}{h} ,$$

где  $\Delta h$  – приращение высоты образца по показаниям индикатора, мм;

$h$  – начальная высота грунта в кольце, мм.

Данные записывают в табл. 15 тетради для лабораторных работ.

7. Строят график скорости набухания грунта: на горизонтальной оси откладывают время, на вертикальной – величину относительного набухания.

8. После опыта прибор разбирают, извлекают образец и 1/4 часть помещают в бюкс для определения влажности (см. лабораторную работу № 6). После высушивания устанавливают влажность набухания.

### *Лабораторная работа № 11*

#### **ОПРЕДЕЛЕНИЕ СКОРОСТИ И ХАРАКТЕРА РАЗМОКАНИЯ**

Под размоканием понимается способность глинистых грунтов при впитывании воды терять связность и превращаться в рыхлую массу с полной потерей несущей способности.

Размокаемость грунтов зависит от их состава, характера связи между частицами и начальной влажности.

Величина размокания используется при оценке явлений переработки берегов водохранилищ, устойчивости откосов каналов, стенок котлованов и других земляных сооружений.

Показателями размокания являются: а) время, в течение которого образец грунта, помещенный в воду, теряет связность и распадается; б) характер распада (крупные или мелкие комочки, пыль и т.д.).

Определение степени размокания производится на образцах с нарушенной и ненарушенной структурой в зависимости от целевого назначения работ.

Размокание определяют в приборе ПРГ-1 (рис. 4). Корпус изготовлен из прозрачного оргстекла, на котором нанесена шкала 10 с делениями от 0 до 25. На две опоры 2 устанавливается свободно качающаяся ось 3. На оси с помощью гайки 4 укреплены стрелка 5 и рычаг 6. К дуговой части рычага подвешена с помощью гибкой связи 7 сетка 8, на которую устанавливается образец грунта.

### Ход работы

1. Производят подготовку образца, вырезая кольцом из монолита грунта цилиндры, ровные 3 см по диаметру и высоте.

2. Убедившись, что стрелка прибора занимает нулевое положение, приподнимают сетку левой рукой, ставят ее на край правой стенки корпуса прибора и осторожно устанавливают образец. Придерживая рычаг, плавно погружают сетку с образцом в воду.

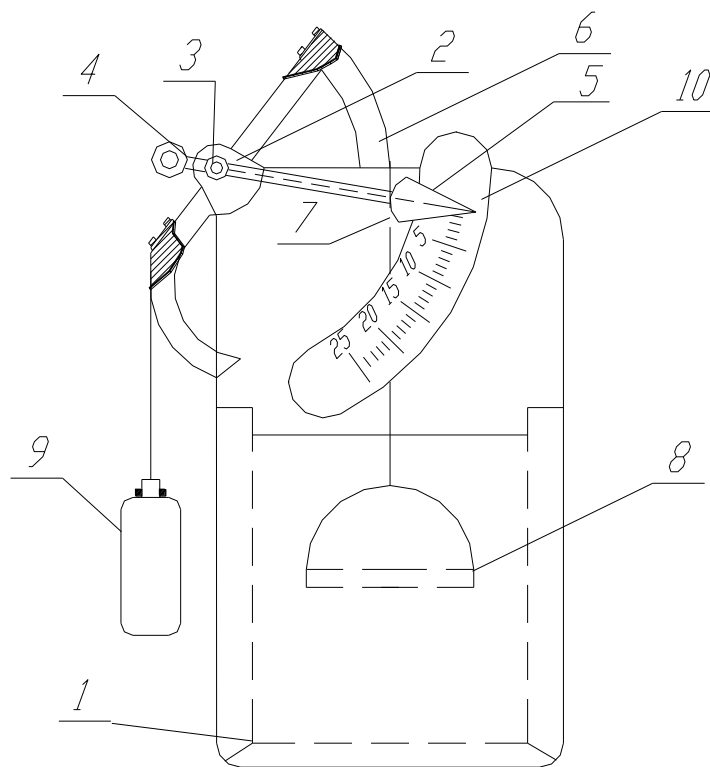


Рис.4. Прибор ПРГ-1 для определения размокания грунтов:  
 1 – корпус; 2 – опора; 3 – качающаяся ось; 4 – гайка; 5 – стрелка;  
 6 – скобообразный рычаг; 7 – гибкая связь; 8 – сетка;  
 9 – противовес; 10 – шкала

3. После погружения образца грунта в воду записывают первоначальную числовую отметку.

4. Числовые отметки фиксируются через определенные промежутки времени (2, 5, 10, 15, 20, 30 мин и т.д.) распада образца. Все количественные и качественные изменения, происходящие с грунтом, заносятся в таблицу.

5. Опыт считается законченным, когда грунт полностью пройдет сквозь сетку на дно корпуса и стрелка вновь займет нулевое положение.

6. Определяют числовую характеристику скорости распада грунта под водой. Процент распада вычисляется по формуле

$$П = \frac{\Gamma - P}{\Gamma} \cdot 100\% ,$$

где П – распад грунта, %;

Γ – начальная числовая отметка;

P – числовая отметка в процессе размокания.

Результаты определений записывают в тетрадь для лабораторных работ.

7. Строят график скорости размокания грунта. На оси абсцисс откладывают время, на оси ординат – распад грунта в %.

### *Лабораторная работа № 12*

## **ОПРЕДЕЛЕНИЕ СКОРОСТИ И ВЫСОТЫ КАПИЛЛЯРНОГО ПОДНЯТИЯ**

### **Капиллярное поднятие**

Грунты способны поднимать и удерживать на определенной высоте влагу благодаря капиллярным силам, действующим в порах.

Высота капиллярного поднятия воды в грунте зависит от его гранулометрического состава и пористости. Чем тонкодисперснее грунт и меньше его поры, тем выше капиллярное поднятие ( $H_k$ ). Капиллярное поднятие может быть определено в шурфах и обнажениях путем непосредственного замера мощности капиллярной каймы, а также на образцах грунта нарушенного и ненарушенного строения (капилляриметрах, трубках). Капиллярное поднятие устанавливают для оценки воздействия воды на подземные части сооружений, а капиллярное давление – на несущую способность грунтов.

### *Ход работы*

1. Один конец градуированной стеклянной трубки обвязывают марлей и через воронку наполняют воздушно-сухим песком. Наполнение производят небольшими порциями с уплотнением посредством сотрясений.

2. Наполненную песком трубку ставят в стеклянную банку на подставку и укрепляют на штативе.

3. В банку наливают воду на 0,5 см выше нижнего конца трубки, и этот уровень поддерживают в течение опыта.

4. Замерив время погружения трубки в воду, по изменению окраски песка (потемнение) следят за скоростью поднятия воды.

5. Поднятие уровня отмечают через 1, 2, 3, 5, 10, 20 и 30 мин, затем через 1, 2 и 24 ч.

6. Данные записывают в табл. 18 тетради для лабораторных работ.

7. Согласно данным таблицы строят график скорости капиллярного поднятия воды в песке: на оси абсцисс откладывают продолжительность наблюдения в минутах, а на оси ординат – высоту капиллярного поднятия в миллиметрах.

### *Лабораторная работа № 13*

## **ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ФИЛЬТРАЦИИ ПЕСЧАНОГО ГРУНТА**

### **Водопроницаемость грунтов**

Водопроницаемостью грунтов называют их способность пропускать (фильтровать) воду через поры.

Показателем водопроницаемости является коэффициент фильтрации ( $K$ ), который представляет собой скорость фильтрации при гидравлическом градиенте, равном единице.

Для определения коэффициента фильтрации грунтов существует ряд методов, которые могут быть подразделены на три основные группы:

1) полевые определения с помощью опытных откачек, опытных наливов и др.;

2) лабораторное определение в приборах;

3) косвенное определение путем вычисления по данным гранулометрических анализов и пористости грунта.

Коэффициент фильтрации в лабораторных условиях определяется с помощью приборов, которые могут быть разделены на две группы. Первую группу представляют компрессионно-фильтрационные приборы, позволяющие учесть влияние нагрузки при определении коэффициента фильтрации. Вторую – приборы, где коэффициент фильтрации определяется без учета влияния нагрузки.

Коэффициент фильтрации является основным расчетным показателем при вычислении возможного притока воды в строительные котлованы,



проектировании дренажных устройств, определения потерь на фильтрацию в гидротехническом строительстве и т.п.

Коэффициент фильтрации ( $K$ ) имеет размерность скорости: см/с, м/сут и т.д.

Ориентировочные значения коэффициента фильтрации приведены в табл. 4.

Т а б л и ц а 4

Наименование грунта	Скорость, м/сут	Наименование грунта	Скорость, м/сут
Песок крупный	30-60	Супесь	1-2
Песок средней крупности	10-30	Суглинок	0,1-1
Песок мелкий	5-10	Глина	0,1
Песок пылеватый	2-5		

В приборе КФ-00 определяется коэффициент фильтрации песчаных грунтов нарушенного и ненарушенного сложения при напорных градиентах от 0 до 1.

Прибор (рис. 5) состоит из фильтрационной трубки и внешнего стакана, позволяющего насыщать грунт и регулировать напор воды.

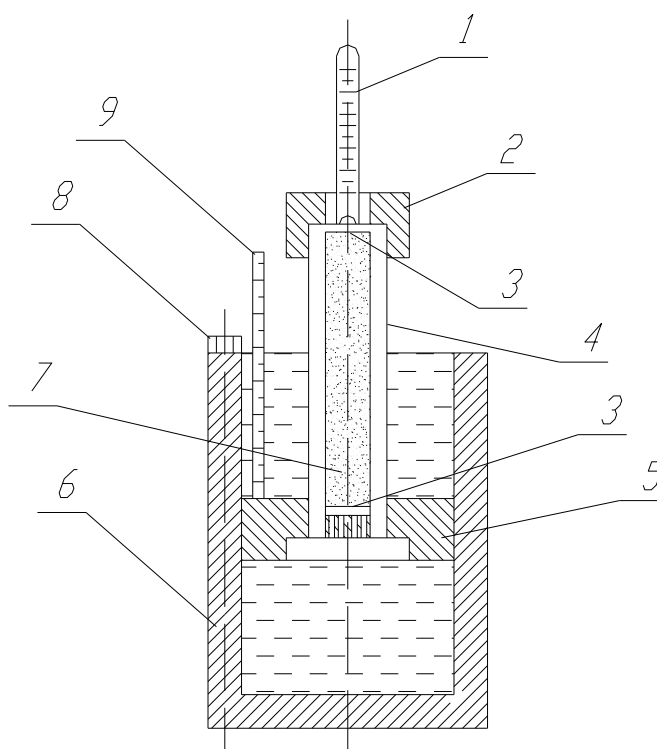


Рис.5. Прибор КФ-00:

- 1 – мерный баллон; 2 – муфта; 3 – латунные сетки; 4 – фильтрационная трубка; 5 – упорное дно; 6 – внешний стакан; 7 – образец грунта; 8 – винт для вертикального перемещения фильтрационной трубки; 9 – шкала напорного градиента

Фильтрационная трубка состоит из основного металлического цилиндра 4 с заостренным краем, дна 5, которое надевается на нижнюю часть цилиндра, и сетки 3, вставляемой в дно. На верхней части цилиндра устанавливается муфта 2 с сеткой 3 и со стеклянным баллоном 1 (мерный сосуд), на одной стороне которого нанесена шкала. Внешний стакан 6 состоит из упорного дна 5, винта 8, шкалы 9. На шкале 9 нанесены деления напорного градиента от 0 до 1 с ценой деления 0,02.

### Ход работы

1. Из корпуса прибора извлекают фильтрационную трубку 4, снимают муфту 2 с сеткой 3 и мерным баллоном 1.

2. Заполняют трубку испытуемым грунтом.

3. Во внешний стакан 6 наливают воду и вращением винта 8 поднимают упорное дно 5 до совмещения отметки на шкале 9 напорного градиента 1 с верхним краем крышки.

4. На упорное дно 5 устанавливают фильтрационную трубку с грунтом. Вращением винта 8 медленно погружают фильтрационную трубку с грунтом до отметки напорного градиента 0,8. В таком положении оставляют прибор до момента появления влаги на поверхности грунта. Площадь поперечного сечения трубки равна 25 см<sup>2</sup>.

5. На грунт помещают сетку 3, на трубку одевают муфту 2 и вращением винта 8 опускают фильтрационную трубку в крайнее нижнее положение.

6. Заполняют мерный баллон 1 водой, зажимают его отверстие большим пальцем и, быстро опрокинув, вставляют в муфту фильтрационной трубки так, чтобы горлышко баллона соприкасалось с сеткой. В таком виде мерный баллон поддерживает над грунтом постоянный уровень воды в 1–2 мм.

7. Устанавливают шкалу 9 на заданный градиент  $I$  и доливают воду во внешний стакан 6 до верхнего края.

8. Отмечают по шкале уровень воды в мерном баллоне 1, пускают секундомер и по истечении определенного времени (50–100 с для среднезернистых грунтов, 250–500 с для пылеватых песков) замечают уровень воды в мерном баллоне 1. Это позволяет определить расход воды, профильтровавшейся через грунт за время  $T$ , с.

9. По данным опыта производят расчет коэффициента фильтрации по формуле

$$K_{10} = \frac{Q \cdot 864}{T \cdot F \cdot I \cdot r}, \text{ м/сут,}$$

где  $K_{10}$  – коэффициент фильтрации при температуре 10 °С, м/сут;

$Q$  – объем воды, см<sup>3</sup>;

$F$  – площадь поперечного сечения металлического цилиндра, равная

25 см<sup>2</sup>;

$T$  – время, с;

$I$  – напорный градиент;

$r$  – температурная поправка ( $0,7+0,03 \cdot t$ );

$t$  – температура воды при опыте, °С;

864 – переводной коэффициент, см/с в м/сут.

10. Повторяют опыт при различных значениях градиента напора.

11. Все данные наблюдений заносят в тетрадь для лабораторных работ и вычисляют по ним среднее значение коэффициента фильтрации.

### *Лабораторная работа № 14*

## **КОМПРЕССИОННЫЕ ИСПЫТАНИЯ ГРУНТОВ**

### *Механические характеристики грунтов*

Механические характеристики грунтов используются для оценки поведения грунтов под воздействием внешних усилий (веса сооружений, вышележащей толщи и др.). Поведение грунтов зависит от их вида и состояния, типа приложенной нагрузки (статическая, динамическая), длительности ее воздействия. Механические характеристики грунтов подразделяют на деформационные и прочностные.

Деформации грунтов определяются от нагрузок, которые не превышают критических и не приводят к разрушению грунтов.

Деформируемость оценивают показателями сжимаемости, к которым относятся коэффициент сжимаемости, модуль общей деформации, коэффициент бокового расширения, коэффициент консолидации.

Прочностные характеристики описывают поведение грунтов при критических нагрузках, после которых наступает разрушение или потеря устойчивости оснований и откосов.

Критерием прочности грунтов является их сопротивляемость сдвигу.

Поведение грунтов под нагрузкой изучается в лабораторных и полевых условиях.

### **Сжимаемость грунтов**

Сжимаемость грунтов – это их способность уменьшаться в объеме, давая осадку под действием внешней нагрузки.

Объем грунта сжимается в направлении большего из действующих напряжений и расширяется в перпендикулярных направлениях. Расширению

препятствует сопротивление окружающего грунта. Следовательно, сжатие происходит при ограниченном боковом расширении. Однако в лабораторных условиях чаще изучение сжимаемости производят в условиях

одноосного сжатия без возможности бокового расширения грунта, для чего применяют компрессионные приборы различных систем. В этих приборах на образец, находящийся в кольце, прикладывают нагрузку и измеряют деформацию с точностью до 0,01 мм. По результатам испытаний строятся компрессионные кривые (рис. 6), которые показывают зависимость между изменениями коэффициента пористости и давлениями.

Коэффициент пористости вычисляют по формуле

$$e = e_0 - \frac{\Delta h}{h_H}(1 + e_0) \quad ,$$

где  $e_0$  – начальный коэффициент пористости;  
 $\Delta h$  – деформация образца грунта для каждой ступени давления;  
 $h_H$  – начальная высота образца грунта, мм.

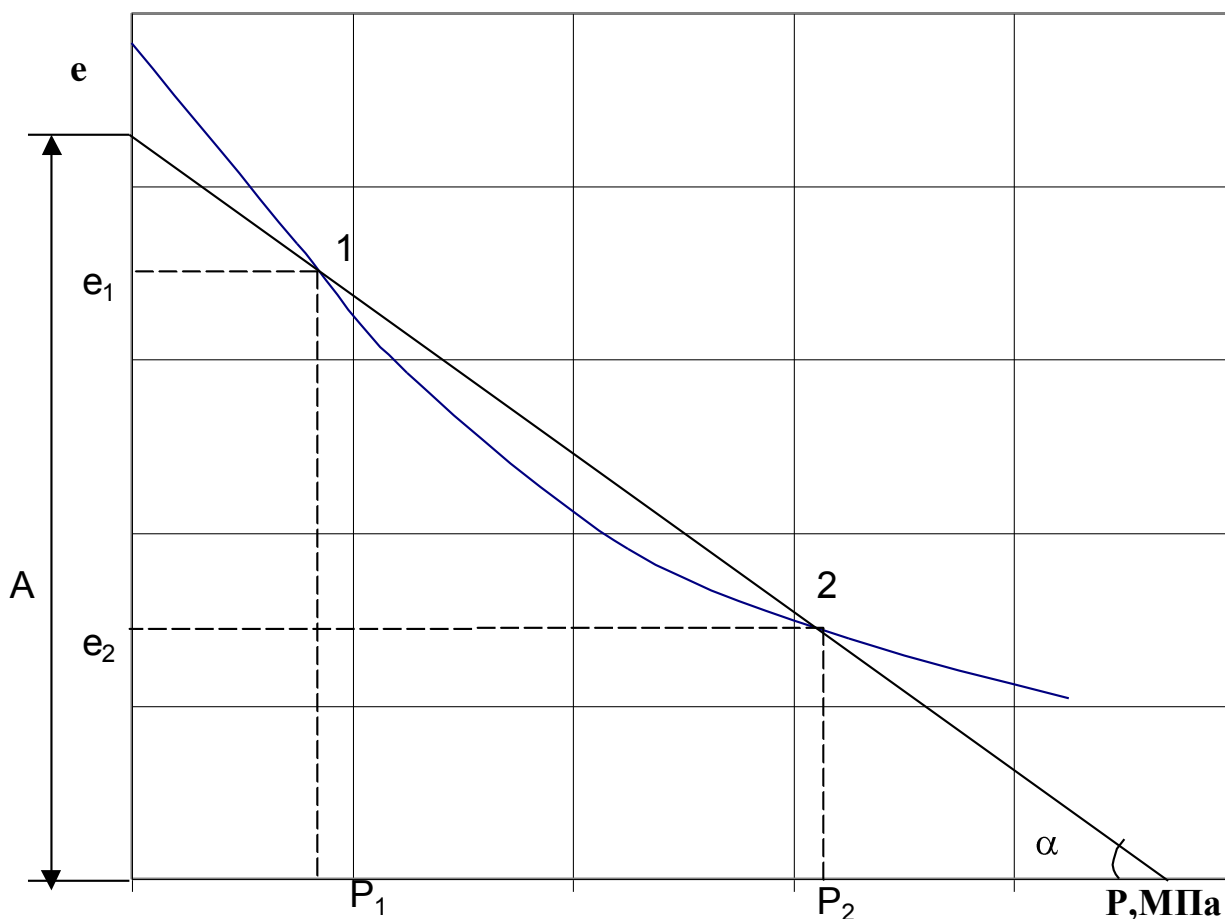


Рис.6. Компрессионная кривая (зависимость коэффициента пористости  $e$  от приложенной нагрузки  $P$ )

По компрессионной кривой находят такие важные характеристики деформационных свойств грунтов, как коэффициент сжимаемости  $m$ , модуль

общей деформации  $E$ , модуль осадки. Коэффициент сжимаемости (уплотнения) представляет собой тангенс угла наклона компрессионной кривой к горизонтальной оси. При изменении нагрузки в небольших пределах кривая с достаточной точностью может быть заменена прямой. Следовательно, при изменении нагрузки в небольших пределах коэффициент уплотнения  $m$  подсчитывается по выражению

$$m = \frac{e_n - e_{n+1}}{P_{n+1} - P_n},$$

где  $P_{n+1}, P_n$  – расчетный интервал нагрузки, МПа;

$e_n, e_{n+1}$  – коэффициенты пористости при заданных нагрузках.

Зависимость степени сжимаемости грунтов от величины коэффициента уплотнения ( $m$ ) представлена в табл. 5.

Т а б л и ц а 5

Коэффициент уплотнения ( $m$ ), МПа <sup>-1</sup>	Сжимаемость грунта
0,01	практически несжимаемый
0,01-0,05	слабая
0,05-0,1	средняя
0,1-1,0	повышенная
1,0	сильная

Модуль общей деформации в определенных интервалах нагрузки вычисляется по формуле

$$E = \frac{\beta}{m_v}, \quad \text{МПа,}$$

где  $\beta = 1 - \frac{2\xi}{1 + \xi} = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu};$

$\xi$  – коэффициент бокового давления для данного грунта;

$\mu$  – коэффициент Пуассона;

$m_v$  – относительный коэффициент сжимаемости (компрессии), МПа<sup>-1</sup>;

$$m_v = \frac{m}{1 + e_0};$$

$e_0$  – начальный коэффициент пористости;

$\beta$  – коэффициент стеснения поперечной деформации ( для песчаных грунтов –  $\beta = 0,8$ , для супесей –  $\beta = 0,74$ , для суглинков –  $\beta = 0,62$ , для глин –  $\beta = 0,4$ ).

При компрессионных испытаниях размеры образца должны быть такими, чтобы диаметр образца превышал его высоту не менее чем в четыре раза, а сама высота была не менее 1 см. Передачу давления на образец производят с

помощью рычажного пресса. Начальная и предельная величины давления устанавливаются заданием.

Каждое сообщаемое образцу давление выдерживают до условной стабилизации деформации, за которую принимают величину сжатия грунта, не превышающую 0,01 мм для песчаных грунтов – за 30 мин, супесей – за 3ч, суглинков и глин – за 12 ч.

Регистрация деформаций образца в приборе производится непосредственным измерением осадки штампов прибора при помощи индикатора с ценой деления 0,01 мм. Принципиальная схема прибора изображена на рис. 7.

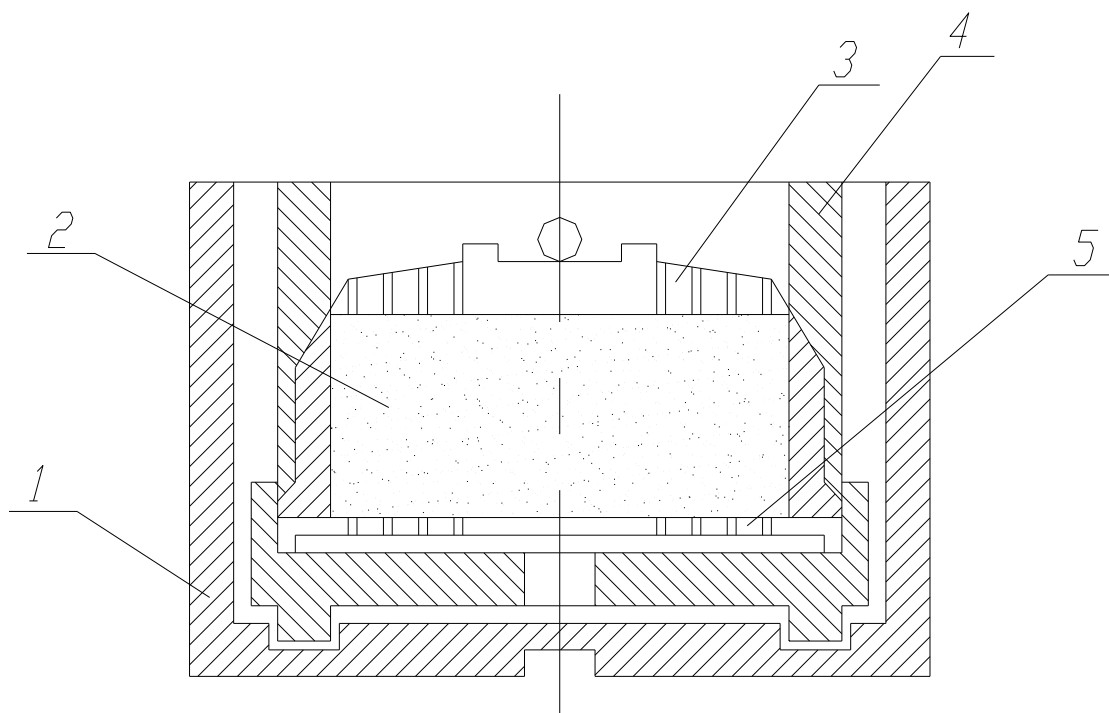


Рис.7. Схематический разрез компрессионной части прибора КП:

1 – ванна; 2 – грунтоотборочное кольцо с грунтом;

3 – перфорированный поршень; 4 – обойма; 5 – перфорированный диск

### Ход работы

1. На технических весах взвешивают кольцо прибора, измеряют его высоту  $h$ , диаметр  $d$ , вычисляют площадь  $A$  и объем  $V$ .

2. Заполняют кольцо грунтом методом режущего кольца.

3. Кольцо с грунтом взвешивают и помещают в стакан, на дне которого находится пористая прокладка, покрытая фильтровальной бумагой.

4. Поверхность образца накрывают кружком фильтровальной бумаги и устанавливают поршень.

5. Закрепляют индикатор и делают первый отсчет при отсутствии нагрузки.

6. После записи начального показания индикатора дается первая ступень нагрузки на образец. Груз для каждой ступени давления определяется из выражения

$$G = \frac{P \cdot A}{N}, \text{ МН,}$$

где  $A$  – площадь образца,  $\text{м}^2$ ;

$N$  – передаточное число системы рычагов;

$P$  – ступень давления, МПа.

7. Ожидается условная стабилизация деформации.

8. После стабилизации производится запись показания индикатора и добавляется нагрузка следующей ступени.

9. Аналогичным способом производятся наблюдения для следующих ступеней нагрузки.

10. Вычисляются коэффициенты пористости и модуль осадки при соответствующих нагрузках и данные заносятся в тетрадь для лабораторных работ.

11. По произведенным подсчетам строят компрессионную кривую, откладывают на оси абсцисс в принятом масштабе давление  $P$ , а на оси ординат – соответствующие им коэффициенты пористости (см. рис. 6).

12. Подсчитываются коэффициент сжимаемости и модуль общей деформации, дается оценка сжимаемости грунта.

## *Лабораторная работа № 15*

### **ОПРЕДЕЛЕНИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТА СРЕЗУ В ОДНОПЛОСКОСТНОМ СДВИГОВОМ ПРИБОРЕ**

#### **Сопротивление грунтов сдвигу**

Разрушение оснований и земляных сооружений происходит под действием нагрузки в виде сдвига по некоторым площадкам. Сдвиг по площадке, согласно теории прочности Кулона-Мора, возникает при определенном для каждого грунта соотношении между касательными ( $\tau$ ) и нормальными ( $p$ ) напряжениями. В то же время сопротивление сдвигу возрастает с увеличением нормальных напряжений. Эта зависимость установлена в 1773 г. Кулоном. Она формулируется так: сопротивление сыпучих грунтов срезу есть сопротивление трению, пропорциональное нормальному давлению. Для несвязных грунтов:

$$\tau = p \cdot \operatorname{tg} \varphi,$$

где  $\varphi$  – угол внутреннего трения.

В глинистых грунтах (связных)

$$\tau = p \cdot \operatorname{tg}\varphi + c \quad ,$$

где  $c$  – удельное сопротивление, кПа.

Сопротивление связных грунтов сдвигу зависит от влажности, плотности, пластичности и других характеристик.

Сцепление грунтов по Маслову

$$c = c_c + c_w \quad ,$$

где

$c_c$  – жесткое структурное сцепление с характером необратимых связей, кПа;

$c_w$  – связанность грунта водно-коллоидной природы обратимого характера.

Разграничение сопротивления сдвигу на трение и сцепление является условным, особенно для глинистых грунтов.

Прочностные характеристики  $\varphi$  и  $c$  используют при расчетах устойчивости массивов, определении несущей способности оснований и др.

Показатели прочности определяют путем испытаний грунтов в приборах плоскостного сдвига, в стабилометрах, в приборах одноплоскостного сжатия.

При определении сопротивления сдвигу глинистых грунтов применяют следующие методы испытаний:

1. Неконсолидированно-недренированный сдвиг, когда водонасыщенный грунт загружают быстро. Консолидация за счет отжатия воды из образца не происходит. Опыт выполняют 2–3 мин (быстрый сдвиг).

2. Консолидированно-недренированный сдвиг, когда после полной консолидации от обжимающей нагрузки быстро сдвигают грунт (консолидированно - быстрый сдвиг).

3. Консолидированно-дренированный сдвиг, когда после полной консолидации от обжимающей нагрузки медленно прикладывают возрастающее сдвигающее усилие (консолидированно-медленный сдвиг). Сопротивление сдвигу в этих условиях представляет собой наибольшую величину, которая обычно достигается к конечному моменту уплотнения грунта в основании сооружения.

Лабораторную работу можно выполнять на приборах ГПП-30 Гидропроекта, Н.М. Маслова и др. Для построения зависимости необходимо иметь несколько точек, поэтому испытания проводят на нескольких образцах, взятых из одного монолита.

На рис. 10 представлена схема одноплоскостного прибора ГПП-30. Прибор имеет две загрузочные системы – одну для создания вертикального давления на грунт, постоянного на все время опыта, и другую – для получения горизонтальной сдвигающей нагрузки, которая возрастает в процессе опыта.



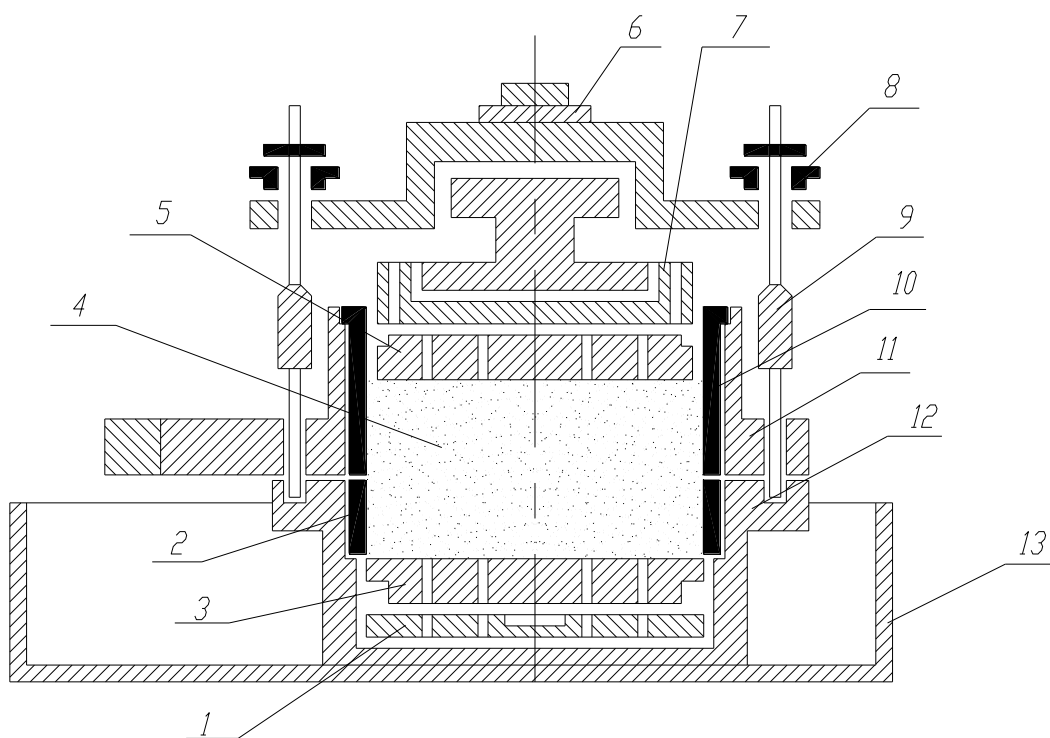


Рис.10. Схематический разрез сдвигового прибора ГПП-30:

- 1 – дно нижней обоймы; 2 – нижнее кольцо; 3 – нижний перфорированный диск; 4 – грунт; 5 – верхний перфорированный диск; 6 – гайка зазора; 7 – штамп; 8 – гайка; 9 – установочный винт; 10 – верхнее кольцо; 11 – верхняя обойма; 12 – нижняя обойма; 13 – ванна

Рабочий цилиндр прибора состоит из подвижной верхней обоймы 11 и неподвижной 12. Обоймы соединяются установочными винтами 9. Для создания зазора между нижней (12) и верхней (11) обоймами нужно сделать небольшой поворот гайкой зазора 6. Вертикальная нагрузка на образец передается через штамп 7. Снизу и сверху на грунт 4 укладывают перфорированные диски 3 и 5, устанавливают два индикатора: один для контроля вертикальных деформаций, другой для замера деформаций сдвига.

Предварительным уплотнением нескольких образцов испытуемого грунта под одной и той же нагрузкой в течение разного срока получают серию образцов с постепенным изменением плотности (влажности). Изменение сопротивления сдвигу при данной плотности (влажности) в зависимости от сжимающего давления устанавливают после проведения цикла опытов (не менее трех) с образцами одинаковой влажности при различных вертикальных давлениях (например 0,1; 0,2; 0,3 МПа). Все образцы для одного цикла опытов должны быть взяты из общего однородного монолита, а при исследовании образцов с нарушенной структурой – из одинакового замеса.

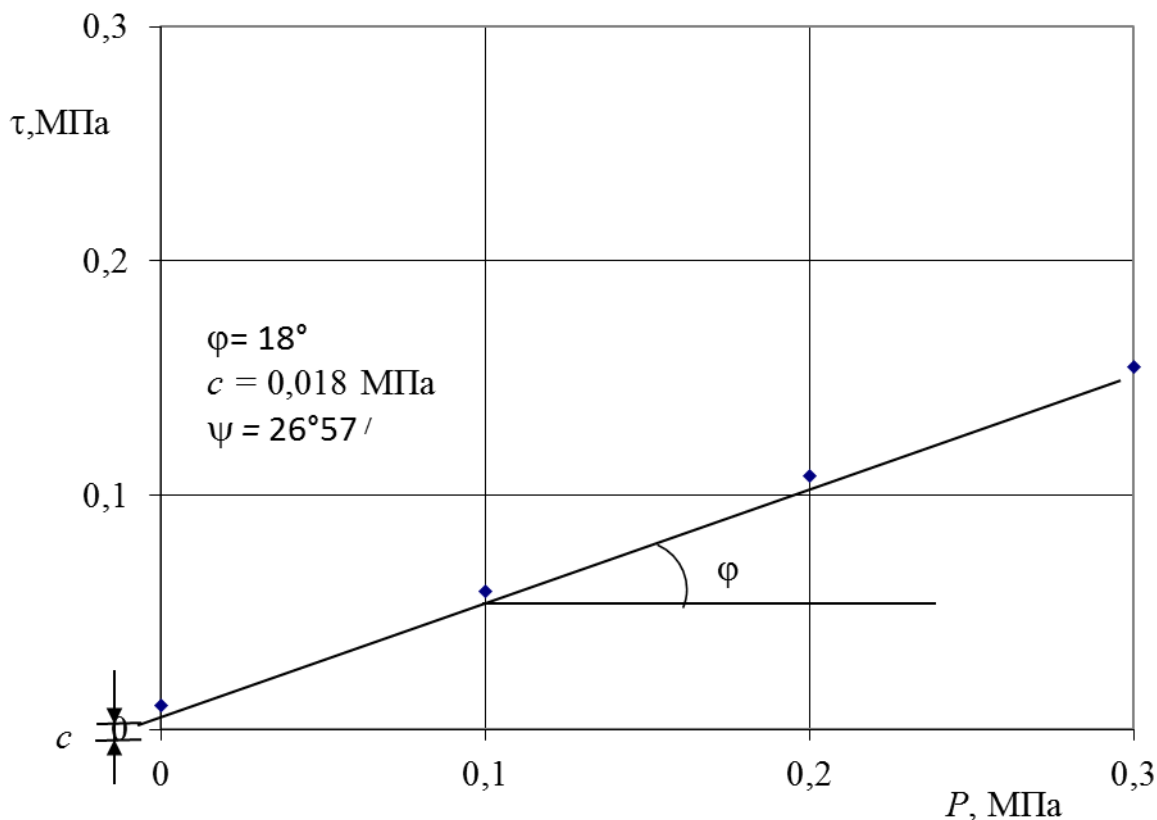
## Ход работы

1. Образец грунта отбирают кольцом.
2. Кольцо с грунтом закладывают в цилиндр.
3. Цилиндр помещают в ванну прибора предварительного уплотнения и устанавливают на перфорированный металлический диск. Сверху и снизу образца грунта укладывается фильтровальная бумага.
4. На образец грунта сверху устанавливают перфорированный поршень.
5. На подвеску рычага кладут груз для создания заданного давления ( $P = 0,1 \text{ МПа}$ ).
6. После стабилизации осадки образца под заданным давлением рабочий цилиндр с заключенным в нем образцом устанавливают в ванну сдвигового прибора (см. рис. 10). Каждое сообщаемое образцу давление выдерживают до условной стабилизации деформации, за которую принимают величину сжатия грунта, не превышающую 0,01 мм для песчаных грунтов – за 30 мин, супесей – за 3 ч, суглинков и глин – за 12ч.
7. Установочные винты 9 вращением выводят из углубления нижней обоймы 12. Поворотом гайки 6 делают зазор от 0,5 до 1 мм.
8. Производят сдвиг, прикладывая горизонтальное сдвигающее усилие к верхней подвижной обойме. Груз, создающий сдвигающее усилие, прикладывают ступенями по 5–10 % от величины вертикального давления.
9. В случае медленного сдвига стабилизация горизонтальной деформации считается достигнутой при ее скорости 0,01 мм/мин. За величину предельного сопротивления грунта сдвигу принимается значение горизонтального усилия, при котором подвижная каретка сдвигового прибора смещается относительно неподвижной на 2–3 мм.
10. Сдвигающее усилие вычисляют по формуле
$$\tau = \frac{G \cdot N}{A},$$
где  $G$  – вес груза на подвеске, Н;  
 $N$  – передаточное число рычага;  
 $A$  – площадь образца, м<sup>2</sup>.
11. Повторяют операции 1–10 для давлений  $P_2 = 0,2 \text{ МПа}$  и  $P_3 = 0,3 \text{ МПа}$ . Продолжительность предварительного уплотнения под каждым из заданных давлений выбирают с таким расчетом, чтобы можно было определить сопротивление грунта сдвигу при плотности и влажности, изменяющихся в достаточно широких пределах. Для суглинков можно рекомендовать при каждом из давлений уплотнять один образец в течение 2–3 ч и один в течение 2 сут; один образец следует срезать без предварительного уплотнения. Результаты опытов заносят в табл. 19 тетради для лабораторных работ.
12. Строят график зависимости сдвигающего напряжения от вертикального давления (рис. 11).

13. По графику среза глинистого грунта определяют угол внутреннего трения  $\varphi$  и удельное сопротивление  $c$ :

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{n\sum\tau_i p_i - \sum\tau_i \sum p_i}{n\sum p_i^2 - \sum p_i^2}, \quad c = \frac{\sum\tau_i \sum p_i^2 - \sum p_i \sum\tau_i p_i}{n\sum p_i^2 - \sum p_i^2},$$

где  $\tau_i$  – опытные значения сопротивления срезу, определенные при различных значениях  $p_i$  (нормального давления) и относящиеся к одному инженерно-геологическому элементу или отдельному монолиту грунта, МПа;  
 $n$  – число испытаний.



P

Рис.11. График зависимости сопротивления сдвигу  $\tau$  от нормальных напряжений  $p$  (консолидированный сдвиг)

14. Определяют угол сдвига  $\psi$  для нескольких значений  $p$ :

$$\operatorname{tg}\psi = \frac{\tau}{p}.$$

## Лабораторная работа № 16

### ОПРЕДЕЛЕНИЕ УГЛА ЕСТЕСТВЕННОГО ОТКОСА ПЕСЧАНОГО ГРУНТА

Угол естественного откоса определяют в воздушно-сухом состоянии и под водой в приборе УВТ-2 (рис. 12).

Прибор состоит из опорного столика 1 с мелкими сквозными отверстиями, шкалы 2, укрепленной в центре столика, и съемного конуса 3. В комплект прибора входит стеклянный цилиндр 4 для выполнения опытов под водой.

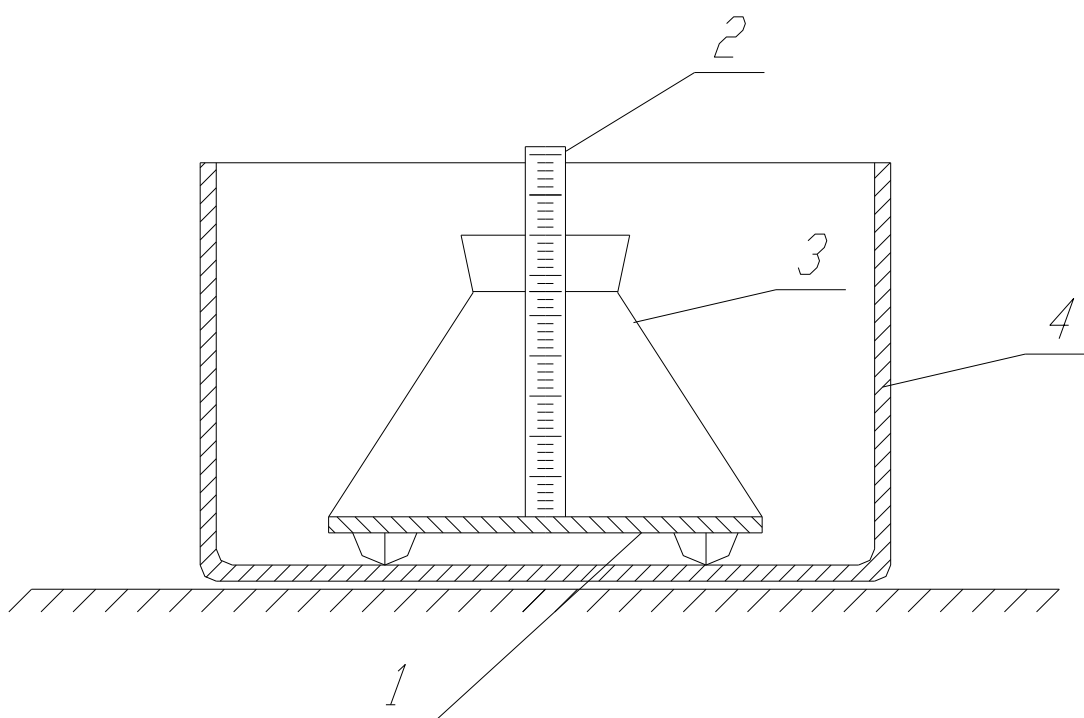


Рис.12. Схема прибора для определения угла естественного откоса УВТ-2:  
1 – опорный столик; 2 – шкала; 3 – съемный конус; 4 – стеклянный сосуд

#### Ход работы

1. Стеклянный цилиндр ставят на ровную поверхность и в него помещают опорный столик 1.
2. На опорный столик устанавливают съемный конус 3.
3. В съемный конус насыпают песок до полного его заполнения, слегка постукивая по поверхности конуса.

4. Осторожно снимают конус. По шкале против вершины конуса отсчитывают величину угла естественного откоса.

5. Для определения угла естественного откоса песков под водой после заполнения конуса песком стеклянный цилиндр заполняют водой. Как только песок полностью увлажнится, определяют угол естественного откоса описанным выше способом. После 3–4-кратного повторения опыта берут среднее арифметическое значение. Данные опытов заносят в табл. 20 тетради для лабораторных работ.

## **ПРАКТИЧЕСКИЕ РАБОТЫ**

**Практикум размещен в репозитории БНТУ**

<http://rep.bntu.by/handle/data/8077>

### **Темы практических занятий**

1. Анализ физических характеристик грунта
2. Построение эпюры природного давления грунта
3. Определение напряжений в массиве грунта от вертикальной сосредоточенной силы.
4. Определение контактных давлений по подошве жесткого круглого фундамента.
5. Распределение вертикальных сжимающих напряжений в основании под центром фундамента.
6. Определение дополнительных вертикальных давлений в основании от соседних фундаментах методом угловых точек.
7. Определение расчетного сопротивления основания
8. Определение оптимальных размеров центрально и внецентренно-нагруженного фундамента.
9. Расчет осадки фундамента мелкого заложения методом послойного суммирования
10. Определение осадки сплошной фундаментной плиты на естественном основании методом линейно деформируемого слоя.
11. Расчет осадки ленточного фундамента численными методами с использованием современных программных комплексов.
12. Определение крена плитного фундамента.
13. Давление грунта на подпорные сооружения и подземные конструкции.
14. Расчет несущей способности оснований фундаментах по ТКП 45-5.01-67-2007.
15. Расчет несущей способности оснований фундаментах по EUROCODE 7.

## РАЗДЕЛ КОНТРОЛЯ ЗНАНИЙ

### *Вопросы к зачету*

- 1 Виды грунтов. Строительная классификация грунтов.
- 2 Особые виды грунтов
- 3 Основные и производные фазовые характеристики грунтов
- 4 Характеристики физического состояния грунтов
- 5 Скелет грунта. Упрощенная строительная классификация
- 6 Структура и текстура грунтов, их влияние на свойства грунтов.  
Структурные связи в грунтах, их виды и природа.
- 7 Поверхностная активность скелета грунта
- 8 Виды воды в грунтах. Движение воды в грунте.
- 9 Молекулярно-связанная вода в грунтах
- 10 Влияние различных категорий воды на строительные свойства грунтов
- 11 Газообразная фаза в грунтах, ее влияние на строительные свойства грунтов
- 12 Определение вида грунта по грансоставу и пластичности
- 13 Основные различия грунтов класса глин и песков
- 14 Консистенция связных грунтов
- 15 Взаимосвязь между физическими и механическими характеристиками грунтов
- 16 Основные закономерности механики грунтов
- 17 Сжимаемость грунтов. Модуль общей деформации
- 18 Компрессионная зависимость. Испытания грунтов пробной нагрузкой в полевых условиях
- 19 Коэффициенты бокового расширения и давления грунта
- 20 Сопротивление грунтов сдвигу, консолидированный и неконсолидированный сдвиг. Прочностные характеристики
- 21 Закон ламинарной фильтрации. Коэффициент фильтрации
- 22 Особенности фильтрации воды в песчаных и глинистых грунтах. Начальный градиент фильтрации
- 23 Консолидация водонасыщенных грунтов. Ускоренная консолидация. Эффективное и нейтральное давление в водонасыщенных грунтах. Влияние водопроницаемости на скорость сжатия грунта
- 24 Гидродинамическое давление воды (объемная фильтрационная сила) Примеры отрицательного (приводящего к разрушениям сооружений и авариям) и положительного воздействия фильтрационных сил
- 25 Полевые и лабораторные методы испытаний грунтов. Роль качества их выполнения
- 26 Два предельных состояния оснований

- 27 Зависимости между давлениями на грунт и его деформациями. Фазы напряженно-деформированного состояния
- 28 Понятие о критических нагрузках. Принцип линейной деформируемости.
- 29 Проверка устойчивости сооружений на сдвиг по поверхности грунта основания
- 30 Распределение напряжений в грунте от его собственного веса. Влияние слоистости и подземной воды.
- 31 Распределение контактных давлений под подошвой фундаментов. Формы эпюр для жестких фундаментов (теория, фактические)
- 32 Распределение напряжений в грунтах (основные случаи)
- 33 Распределение напряжений в полупространстве от действия сосредоточенной силы на поверхности (Задача Буссинеска)
- 34 Распределение напряжений в грунтовом массиве от действия нескольких сил на поверхности
- 35 Распределение напряжений в грунтовом массиве от действия на поверхности равномерной нагрузки по прямоугольнику
- 36 Метод угловых точек и примеры его использования в расчетах
- 37 Распределение напряжений в полуплоскости от действия полосовой нагрузки на поверхности. Линии равных сжимающих напряжений, распоров и касательных напряжений.
- 38 Критические и расчетные давления на основания. Их сущность, зависимость от свойств грунта и размеров фундаментов
- 39 Влияние глубины заложения и ширины фундамента на величину расчётного сопротивления грунта основания
- 40 Определение мощности активной зоны (сжимаемой толщи) в основании фундамента
- 41 Определение конечных осадок фундаментов по действующим строительным нормам. Другие существующие расчетные методы.
- 42 Причины развития неравномерных осадок фундаментов
- 43 Осадка слоя грунта при сплошной равномерно распределенной нагрузке на поверхности
- 44 Виды деформаций оснований зданий и сооружений. Предельно допустимые их значения
- 45 Устойчивость откосов
- 46 Расчёт оснований по предельным состояниям
- 47 Давление грунтов на ограждение
- 48 Мероприятия по уменьшению давления грунтов на ограждающую стенку
- 49 Предельная нагрузка на основание
- 50 Факторы влияющие на несущую способность основания .

### *Рекомендуемая тематика рефератов*

1. Методы определения предельных нагрузок для связных грунтов.
2. Определение устойчивости массива грунта методом круглоцилиндрической поверхности.
3. Коэффициент устойчивости откоса. Упрощенные методы определения устойчивости откосов.
4. Методы определения давления грунтов на ограждения.
5. Методы определения давления сыпучих грунтов на подпорные стенки.
6. Методы определения давления связных грунтов на подпорные стенки.
7. Определение коэффициента фильтрации грунтов в лабораторных и полевых условиях. Классификация грунтов по водопроницаемости. Влияние водопроницаемости на сжимаемость грунта.
8. Определение прочностных характеристик грунтов на сдвиговом приборе и приборе трехосного сжатия. Расчет данных характеристик по результатам испытаний.
9. Лессовые грунты: особенности генезиса, основные характеристики просадочности и методы их полевого и лабораторного определения.
10. Мерзлые и вечномерзлые грунты: основные определения; формы залегания; явления, происходящие при замерзании грунта; состав и физические свойства.
11. Основные свойства структурно-неустойчивых грунтов – рыхлых песков, илов и чувствительных глин, набухающих грунтов. Использование этих грунтов в качестве оснований зданий и сооружений.
12. Основные деформационные характеристики грунтов и методы их лабораторного и полевого определения.
13. Основные деформационные характеристики грунта и их определение в лабораторных условиях с применением современного оборудования.
14. Определение угла внутреннего трения и удельного сцепления сыпучих и связных грунтов в лабораторных условиях. Расчет этих характеристик грунтов по результатам испытаний.
15. Определение модуля общей деформации грунтов в лабораторных и полевых условиях.
16. Определение угла внутреннего трения и удельного сцепления глинистых грунтов в полевых и лабораторных условиях.
17. Происхождение, состав грунтов и свойства их составных частей.
18. Классификация грунтов по грансоставу и содержанию глинистых частиц.



19.Лабораторные и полевые методы определения гранулометрического состава сыпучих и связанных грунтов. Определение степени неоднородности грансостава грунтов.

20.Пластичность грунтов. Основные формы пластичности. Определение разновидностей и формы пластичности пылевато-глинистых грунтов в лабораторных условиях и классификация грунтов по числу пластичности и показателю текучести.

21.Законы фильтрации воды в грунте. Начальный градиент. Определение водопроницаемости грунтов в лабораторных и полевых условиях.

22.Фазовый состав нескальных грунтов. Грунты как многофазные системы.

## Тестовые задания по курсу

### Тема

### Определение гранулометрического состава грунта

**1.Определите наименование грунта, если в его состав входят минеральные частицы размером:**

2...0,05 мм - 37,8 %;

0,05 ...0,005 мм - 54,6 %;

< 0,005 мм -7,6%.

Варианты ответов:

1)Песок

2)Песок пылеватый

3)Супесь

4)Супесь пылеватая

**2.Определите наименование грунта, в котором глинистых частиц от 10% до 25%.**

Варианты ответов:

1)Супесь

2)Суглинок

3)Глина

4)Песок

**3.Назовите размер минеральных частиц песка.**

Варианты ответов:

1)0,05...0,005мм

2)< 0,005 мм

3)2...0,05 мм

4)> 2 мм

**4.Какие грунты содержат больше свободной воды?**

Варианты ответов:

- 1) Песок
- 2) Супесь
- 3) Суглинок
- 4) Глина

**5. Определите наименование грунта, в котором песка 30% и 30% пылеватых частиц.**

Варианты ответов:

- 1) Песок пылеватый
- 2) Супесь
- 3) Суглинок
- 4) Глина

**6. Назовите размер пылеватых частиц.**

Варианты ответов:

- 1)  $> 2$  мм
- 2)  $2 \dots 0,05$  мм
- 3)  $< 0,005$  мм
- 4)  $0,05 \dots 0,005$  мм

**7. Назовите состав грунта.**

Варианты ответов:

- 1) Минеральные частицы + вода
- 2) Минеральные частицы + вода + воздух
- 3) Минеральные частицы + воздух
- 4) Минеральные частицы

**8. Определите содержание пылеватых фракций в грунте, если он имеет 60% песчаных частиц и 20% глинистых.**

Варианты ответов:

- 1) 10%
- 2) 20%
- 3) 30%
- 4) 40%

**9. Определите наименование грунта, в котором частиц крупнее 0,5 мм более 50%.**

Варианты ответов:

- 1) Глина
- 2) Суглинок
- 3) Супесь пылеватая
- 4) Песок пылеватый

**10. Назовите метод определения гранулометрического состава песчаного грунта.**

Варианты ответов:

- 1) Ситовой анализ

- 2)Метод набухания
- 3)Пипеточный анализ
- 4)Ареометрический

**11.Что такое гранулометрический состав грунта?**

Варианты ответов:

- 1)Количественное соотношение частиц различной крупности в дисперсных грунтах
- 2)Совокупность отдельных минеральных частиц (зерен) разного размера
- 3)Показатель неоднородности крупнообломочных и песчаных грунтов
- 4)Суммарное содержание дисперсных частиц в грунте

**12.Как подразделяются крупнообломочные и песчаные грунты по степени неоднородности гранулометрического состава?**

Варианты ответов:

- 1)Однородный, неоднородный
- 2)Разнородный и однородный
- 3)Зернистый однородный, разнородный неоднородный
- 4)Неоднородный, слабооднородный, однородный

**13.Как подразделяются крупнообломочные грунты по гранулометрическому составу?**

Варианты ответов:

- 1)Валунный, галечниковый, гравийный
- 2)Щебенистый, галечниковый, дресвяной
- 3)Гравийный, гравелистый, крупный
- 4)Глыбовый, валунный, крупный

**14.Как подразделяются песчаные грунты по гранулометрическому составу?**

Варианты ответов:

- 1)Гравелистый, крупный, средней крупности, мелкий, пылеватый
- 2)Крупный, мелкий, пылеватый, тонкий
- 3)Кварцевый, крупный, мелкий, пылеватый
- 4)Крупный, мелкий, легкий пылеватый, тяжелый песчанистый

**15.В таблице приведены результаты гранулометрического анализа грунта. Определить его наименование.**

Размер частиц, мм	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,10	0,10-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	менее 0,005
Зерновой состав, %	4,0	12,0	10,0	34,0	5,0	2,0	5,0	2,0

Варианты ответов:

- 1)Песок средней крупности
- 2)Песок пылеватый
- 3)Супесь
- 4)Песок мелкий

**Тема**  
**Характеристики физических свойств грунтов**

**1. Найдите примерный удельный вес грунта, если его плотность  $\rho = 1,86 \text{ г/см}^3$ .**

Варианты ответов:

- 1)  $18 \text{ кН/м}^3$
- 2)  $18,6 \text{ кН/м}^3$
- 3)  $20 \text{ т/м}^3$
- 4)  $18,6 \text{ т/м}^3$

**2. Как можно определить влажность грунта?**

Варианты ответов:

- 1) Набуханием
- 2) Пипеточным методом
- 3) Весовым методом
- 3) Выпариванием

**3. Каким соотношением связаны между собой плотность грунта  $\rho$  и удельный вес  $\gamma$ ?**

Варианты ответов:

- 1)  $\rho = \gamma / q$
- 2)  $\rho = \gamma \times q$
- 3)  $\gamma = \rho \times q$
- 4)  $\rho = q / \gamma$

**4. Что называется весовой влажностью грунта?**

Варианты ответов:

- 1) Отношение веса воды к весу грунта
- 2) Отношение веса воды к весу сухого грунта
- 3) Отношение веса воды к весу мин. частиц грунта
- 4) Отношение веса воды к удельному весу грунта

**5. Определите удельный вес грунта с влажностью 0,2, если  $3 \text{ м}^3$  сухого грунта имеют массу 45 кН.**

Варианты ответов:

- 1)  $15 \text{ кН/м}^3$
- 2)  $18 \text{ кН/м}^3$
- 3)  $20 \text{ кН/м}^3$
- 4)  $21 \text{ кН/м}^3$

**6. Если степень влажности грунта больше 1, что можно сказать о грунте?**

Варианты ответов:

- 1) Грунт влажный

- 2) Грунт мокрый
- 3) Грунт переувлажнённый
- 4) Грунт представляет 2-х фазную систему

**7. Когда необходимо учитывать взвешивающие действие воды?**

Варианты ответов:

- 1) Для грунтов, расположенных ниже уровня грунтовых вод
- 2) Для водонасыщенных грунтов
- 3) Для сыпучих (песчаных) грунтов ниже уровня грунтовых вод
- 4) Для связных (глинистых) грунтов ниже уровня грунтовых вод

**8. С какой целью проводится метод зондирования грунта?**

Варианты ответов:

- 1) Для определения плотности грунта
- 2) Для определения прочности грунта
- 3) Для определения влажности грунта
- 3) Для определения гран. состава грунта

**9. Влажность грунта равна 0,2; полная влагоёмкость 0,4. Какую систему из себя представляет данный грунт?**

Варианты ответов:

- 1) Однофазную
- 2) Двухфазную
- 3) Трёхфазную
- 3) Четырёхфазную

**10. При какой температуре замерзает прочносвязанная вода?**

Варианты ответов:

- 1) 0° С
- 2) – 3° С
- 3) –70° С
- 4) –105° С

**11. От чего зависит удельный вес грунта  $\gamma$ ?**

Варианты ответов:

- 1) От удельного веса частиц грунта, пористости, влажности
- 2) От минерального состава скелета грунта
- 3) От удельного веса сухого грунта, степени влажности, пористости
- 4) От весовой влажности, коэффициента пористости, объема скелета грунта

**12. Каким способом можно измерить объем глинистого грунта с целью определения его удельного веса?**

Варианты ответов:

- 1) По объему вытесненной воды при погружении в нее грунта, который предварительно парафинируется
- 2) С помощью режущего кольца с высушиванием грунта до постоянного веса

3) По объему вытесненной воды при погружении в нее грунта ненарушенной структуры

4) Методом статического зондирования

**13. От чего зависит удельный вес частиц грунта  $\gamma_s$ ?**

Варианты ответов:

- 1) От минералогического состава скелета грунта и степени их дисперсности
- 2) От гранулометрического состава, пористости и влажности
- 3) От разновидности, массы и температуры грунта
- 4) От плотности сухого грунта, степени водонасыщения и плотности

**14. Какие физические характеристики грунта, определяемые опытным путем, являются основными?**

Варианты ответов:

- 1) Удельный вес  $\gamma$ , удельный вес частиц  $\gamma_s$ , влажность  $W$
- 2) Пористость  $n$ , влажность  $W$ , удельный вес  $\gamma$
- 3) Удельный вес частиц  $\gamma_s$ , коэффициент пористости  $e$ , влажность  $W$
- 4) Гранулометрический состав, пористость  $n$ , влажность  $W$

**15. Определите влажность грунта, используя необходимые данные: плотность грунта  $1,87 \text{ г/см}^3$ , масса бюкса  $15 \text{ г}$ , масса бюкса с влажным грунтом  $26,8 \text{ г}$ , пористость  $0,42$ , масса бюкса с грунтом после высушивания  $24,1 \text{ г}$**

Варианты ответов:

- 1)  $0,29$
- 2)  $0,37$
- 3)  $0,18$
- 4)  $0,49$

## УЧЕБНО-ПРОГРАММНЫЙ РАЗДЕЛ

### Учебная программа дисциплины

Темы и содержание лекций	Количество лекционных часов
<b>Раздел. Механика грунтов</b>	<b>30</b>
<b>1. Классификация грунтов и их основные компоненты</b> Виды грунтов. Классификация грунтов по СТБ 943-2007 и по евронормам Грунт как трехфазная среда. Минеральный скелет, вода, газы, органическая и техногенная составляющие и их свойства. Структура грунтов и структурные связи. Текстура грунтов.	3
<b>2. Физические свойства грунтов</b> Физические характеристики грунтов, определяемые в лаборатории (плотность, влажность, плотность твердых частиц). Вычисляемые физические характеристики (плотность сухого грунта, пористость, коэффициент пористости). Характеристики физического состояния грунтов (степень влажности, показатель плотности, показатель текучести и др.). Анализ гранулометрического состава песчаных грунтов. Оптимальная влажность грунта.	3
<b>3. Механические свойства грунтов</b> 3.1. Особенности механических свойств грунтов как дисперсной среды. Основные закономерности механики грунтов.	1
3.2. Сжимаемость грунтов. Физические представления. Компрессионная зависимость. Закон уплотнения. Особенности сжимаемости различных грунтов. Структурная прочность. Коэффициент относительной сжимаемости. Модуль общей деформации грунта. Определение модуля общей деформации полевыми и лабораторными методами.	2
3.3. Водопроницаемость грунтов. Закон ламинарной фильтрации. Начальный градиент напора. Определение коэффициента фильтрации полевыми и лабораторными методами Эффективные и поровые давления в полностью водонасыщенных грунтах. Фильтрационное давление в грунтах.	2
3.4. Трение в грунтах. Предельное сопротивление срезу	2

при прямом сдвиге. Закон Кулона. Сопротивление грунтов сдвигу при трехосном сжатии. Неконсолидированный и частично консолидированный сдвиг. Полевые методы определения прочностных параметров грунта. Дилатансия, контракция.	
<b>4. Определение напряжений в грунтовом массиве</b> 4.1. Принцип линейной деформируемости грунтов. Фазы напряженного состояния грунтов при непрерывном возрастании нагрузки. Основные положения теории распределения напряжений в грунтах. Распределение напряжений в грунтах от действия сосредоточенной силы (решения Буссинеска и Фламана) и от действия произвольной нагрузки на поверхности основания.	2
4.2. Распределение напряжений в случае равномерно распределенной нагрузки в условиях плоской задачи. Главные напряжения. Линии равных напряжений (изобары). Распределение напряжений в случае равномерно распределенной нагрузки в условиях пространственной задачи. Метод угловых точек.	2
4.3. Определение напряжений от собственного веса грунта. Распределение контактных напряжений по подошве фундамента. Влияние некоторых факторов на характер распределения напряжений в грунтовой толще.	2
<b>5. Теория предельного напряженного состояния грунтов и ее приложение</b> 5.1 Понятие о предельном равновесии грунтов в данной точке и в грунтовом массиве. Уравнение предельного равновесия в точке для сыпучих и связанных грунтов. Понятие о критических нагрузках на основание. Схема развития областей предельного равновесия.	2
5.2 Начальная критическая нагрузка на грунт (решение Пузыревского). Нормативное и расчётное сопротивление грунта. Предельная критическая нагрузка на грунт (решение Соколовского). Расчет несущей способности грунта в основании фундамента.	3
5.3 Давления грунтов на ограждения: активное, пассивное и состояния покоя. Устойчивость сыпучих и связанных грунтов в откосах. Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Прислоненный откос. Меры повышения устойчивости откосов и подпорных стен.	2
6 Деформации грунтов и расчёт осадок фундаментов.	2



<p>Виды деформаций грунтов и физические причины, их обуславливающие. Деформации уплотнения и набухания грунтов. Осадка слоя грунта при сплошной нагрузке. Расчёт осадок фундаментов по методу элементарного суммирования. Сравнение расчётных осадок фундаментов с действительными по данным непосредственных наблюдений.</p>	
<p>6.1 Расчет осадок фундаментов по методу линейно деформируемого слоя. Сравнение расчётных осадок фундаментов с действительными по данным непосредственных наблюдений. Протекание осадок во времени. Расчет затухания осадки фундамента во времени.</p>	2

## ИНФОРМАЦИОННО-МЕТОДИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ

### Основная литература

1. Далматов Б.И. [и др.] Механика грунтов. Основы геотехники. Ч. 1. – М.; Изд-во АСВ, 2000. – 201с.
2. Далматов Б.И. [и др.] Основания и фундаменты. Основы геотехники. Ч. 2. – М.; Изд-во АСВ, 2002. – 392с.
3. Ухов С.Б. [и др.] Механика грунтов, основания и фундаменты. – М.: Изд-во АСВ, 1994. – 527с.
4. Берлинов М.В. [и др.] Основания и фундаменты. Учебник. 4-е изд., испр. – СПб.; Изд-во «Лань», 2011. – 320с.
5. Мангушев Р.А. [и др.] Свайные фундаменты. Конструкции, проектирование и технологии. – М.; Изд-во АСВ, 2015. – 320с.
6. Бусел И.А. Инженерно-геологические изыскания для строительства: основы методологии. – Минск : Изд. Центр БГУ, 2015. – 393с.
7. Пилягин А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М.; Изд-во АСВ, 2005. – 248с.

### Дополнительная литература

8. Механика грунтов, основания и фундаменты: методические указания и задания к практическим занятиям для студентов строительных специальностей / М.И. Никитенко [и др.]. – Минск : БНТУ, 2011. – 80 с.
9. Механика грунтов, основания и фундаменты: методические указания к выполнению курсового проекта для студентов специальностей 1- 70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» 1- 70 02 02 «Экспертиза и управление недвижимостью» / под общ. ред. М.И. Никитенко – Минск : БНТУ, 2011. – 68 с.
10. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика под ред. Е.А.Сорочана, Ю.Г.Трофименкова. -М.: Стройиздат, 1985.
24. ТКП 45-2.01-111-2008. Защита строительных конструкций от коррозии. Строительные нормы проектирования. – Минск, 2008.
25. СТБ 943-2007. Грунты. Классификация. – Минск, 2007.
26. СНиП 2.02.07-85. Нагрузки и воздействия. – М., 1986.
27. СНБ 2.04.02-2000. Строительная климатология. – Минск, 2007.