

Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

Кафедра «Геотехника и строительная механика»

РАССМОТРЕНО И УТВЕРЖДЕНО

Заведующий кафедрой

_____ Уласик Т.М.

«__» _____ 2024 г.

РАССМОТРЕНО И УТВЕРЖДЕНО

Декан факультета

_____ Ковшар С.Н.

«__» _____ 2024 г.

ЭЛЕКТРОННЫЙ УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС

по учебной дисциплине

«Механика грунтов, основания и фундаменты»

**для студентов специальности 7-07-0732-01 «Строительство зданий и сооружений»,
профилизации «Промышленное и гражданское строительство»**

Авторы: Уласик Т.М., Бойко И.Л., Кремнёв А.П., Кравцов В.Н., Анисимов Ю.В.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
1. Общие сведения о курсе и связь с другими дисциплинами	7
1.1. Основные задачи курса.....	8
1.2. Краткая историческая справка развития механики грунтов, оснований и фундаментов	10
1.3. Связь инженерной геологии с механикой грунтов,.....	11
основаниями и фундаментами	11
1.4. Образование грунтов (генезис).....	12
1.5. Состав грунтов.....	12
2. Происхождение и состав грунтов.....	15
2.1. Природа образования грунтов и виды грунтовых отложений	15
2.2. Фазовое строение грунта	19
3. Характеристики физического состояния грунта.....	28
3.1. Общие сведения.....	28
3.2. Идеализированная модель грунта	28
3.3. Основные характеристики физического состояния	29
3.4. Расчётные характеристики	34
3.5. Краткая классификация грунтов по СТБ 943-2007	36
4. Механические свойства грунтов.....	40
4.1 Связь физических и механических характеристик грунтов	40
4.2 Особенности механических свойств дисперсных тел.....	40
4.3 Основные закономерности классической механики грунтов.....	42
4.4 Сжимаемость грунтов.....	43
4.5 Компрессионная зависимость при объёмном сжатии	49
4.6 Модуль общих деформаций и методы его определения.....	50
5. Сопротивление грунта сдвигу.....	53
5.1.Понятие прочности грунта.....	53
5.2.Внутренние силы сопротивления грунта сдвигу	55
5.3.Испытание грунта в приборе одноплоскостного среза.....	56
5.4.Дилатансия грунтов и контракция	58
5.5.Условие предельного равновесия в точке	59
5.6.Методы определения прочностных свойств грунта.....	61
6. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ.....	67
6.1.Влияние воды в грунте на решение основных задач механики грунтов ..	67
6.2.Общие случаи движения воды в грунте	68
6.3.Понятие о гидравлической непрерывности воды в грунте.....	69
6.4.Закон ламинарной фильтрации.....	71
6.5.Методы определения коэффициента фильтрации	73
6.6.Эффективное и нейтральное давление в грунтовой массе	75
6.7.Влияние порового давления на свойства грунта	77
7.Физико–механические характеристики особых грунтов	79
7.1.Основные типы особых грунтов.....	79
7.2.Структурно-неустойчивые грунты.....	79

7.3.Лёссовые грунты	80
7.4.Мерзлые грунты	83
7.5.Рыхлые пески.....	88
7.6.Чувствительные пылевато-глинистые грунты	90
7.7.Набухающие грунты	90
7.8.Заторфованные грунты и торфы.....	91
8.Определение напряжений в массиве грунта	93
8.1.Общие положения	93
8.2.Расчетные модели и зависимости.....	95
8.3.Основные уравнения напряженно-деформируемого состояния сплошной среды.....	97
8.4.Основные допущения модели грунта как линейно-деформируемого сплошного тела.....	102
8.5.Определение напряжений от сосредоточенной силы	102
8.6.Определение напряжений от равномерно распределённой нагрузки	106
8.7.Метод угловых точек.....	108
8.8.Определение напряжений от нагрузки по гибкой полосе	111
8.9.Методы графического представления поля напряжения.....	113
8.10. Распределение напряжений от собственного веса грунта	115
9.Теория предельного напряженного состояния грунтов	117
9.1.Предельное напряженное состояния грунтового массива.....	117
9.2.Начальная и предельная критические нагрузки	120
9.3.Точные решения теории предельного равновесия	121
9.4.Начальная критическая нагрузка.....	123
9.5.Предельная критическая нагрузка.....	126
10.Устойчивость откосов.....	129
10.1. Основные положения теории устойчивости откосов	129
10.2. Устойчивость свободных откосов и склонов для идеально-сыпучих и для идеально-связных грунтов.....	134
10.3. Расчет устойчивости откосов по теории предельного равновесия ..	137
10.4. Графоаналитические методы расчета устойчивости откосов.....	139
10.5. Учет действия фильтрационных сил при расчете устойчивости откосов.....	144
11. Определение давления грунта на подпорные сооружения.....	145
11.1. Назначение и область применения подпорных сооружений.....	146
11.2. Определение давления грунта на подпорные стены инженерными методами	149
11.3. Графоаналитический метод определения давления грунта.....	153
12. Деформации грунтов и расчет осадок фундаментов	155
12.1. Общие положения.....	155
12.2. Основные виды деформаций грунта.....	156
12.3. Причины развития деформации грунта	157
12.4. Основные слагаемые деформаций.....	157

12.5. Определение деформаций грунтовых оснований как линейно-деформируемой среды	158
12.6. Определение осадки фундаментов методом послойного суммирования	161
12.7. Учет влияния нагрузки от близлежащих сооружений.....	166
12.8. Метод эквивалентного слоя.....	167
13. Изменение осадок грунтового основания во времени	169
13.2. Осадка слоя грунта во времени при фильтрационной консолидации .	170
14. Вторичная консолидация и основы нелинейной механики грунтов	177
14.1. Вторичная консолидация грунтов	177
14.2. Основы нелинейной механики грунтов	181
14.3. Упругопластические решения.....	185
ЛИТЕРАТУРА	190
ПРАКТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ.....	192
РАЗДЕЛ КОНТРОЛЯ ЗНАНИЙ	211
ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЙ РАЗДЕЛ.....	216

ВВЕДЕНИЕ

Учебно-методический комплекс «Механика грунтов» по дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты» предназначен для студентов 3 курса очной формы и 5 курса заочной формы обучения для специальности 7-07-0732-01 «Строительство зданий и сооружений», профилизация «Промышленное и гражданское строительство».

В основу содержания учебно-методического комплекса положены требования действующих на территории Республики Беларусь норм проектирования с учетом последних изменений в рамках их гармонизации с Европейскими нормами и стандартами. Система условных обозначений, терминов и определений в целом принята в соответствии с Еврокодом-7 часть 1 и часть 2. В некоторых случаях в соответствующих ссылках или скобках приводятся обозначения, термины и определения по ранее действовавшим нормам.

В методическом отношении УМК состоит из взаимосвязанных методических материалов: конспекта лекций с вопросами для самопроверки и методических указаний к выполнению практических занятий. В состав УМК так же входят: учебная программа, вопросы к тестированию и экзамену.

Приступая к изучению данного курса студенты должны иметь твердые знания по дисциплинам «Инженерная геология», «Сопrotивление материалов», «Строительная механика», «Теория упругости», «Высшая математика».

При составлении учебно-методического комплекса использовались материалы, изложенные в учебниках, учебных пособиях, методических указаниях, нормативных документах и научных статьях, а также научно-практические разработки сотрудников кафедр «Геотехника и строительная механика» Белорусского национального технического университета и «Строительные конструкции» Полоцкого государственного университета.

Цель и задачи дисциплины

Цель преподавания дисциплины состоит в привитии навыков самостоятельного решения вопросов расчета и проектирования оснований и фундаментов различного типа, в различных грунтовых условиях и при различных силовых воздействиях, а также в привитии навыков самостоятельного проведения необходимых исследований по определению физико-механических свойств грунтов в лабораторных и полевых условиях. Кроме того, в курсе изучаются законы и теории, определяющие поведение грунтовых оснований при различных силовых и иных воздействиях.

Студенты должны знать:

- физико-механические характеристики грунтов и методы их определения;
- законы и закономерности механики грунтов;
- табулированные и схематизированные способы определения напряже-

ний в грунтах;

- понятие о фазах напряженного состояния в грунтах, а также методику определения расчетной и предельной нагрузки на грунт основания;
- методы расчета деформаций оснований и фундаментов;
- методику оценки устойчивости откосов и естественных склонов, а также горизонтального давления грунта на ограждения.

Студенты должны уметь:

- определять виды грунтов оснований и их физико-механические свойства;
- составлять и читать инженерно-геологические колонки и разрезы;
- рассчитывать значения и строить эпюры напряжений в грунтовых толщах;
- производить расчеты вероятных осадок фундаментов и кренов сооружений;
- определять размеры подошвы фундамента в плане.

Студент должен иметь навыки:

- выполнения оценки устойчивости оснований и фундаментов аналитическими расчетами;
- разработки проекта производства работ по возведению фундаментов;
- использования методики определения физических, деформационных, фильтрационных и прочностных характеристик грунтов и области их применения.

1.2. Виды занятий и формы контроля знаний

Виды занятий, формы контроля знаний	5-й семестр, час.	6-й семестр, час.	Всего на курс, час.
Лекции, час	34	34	68
Практические, час	18	34	52
Лабораторные занятия, час	16	-	16
Курсовая работа		40	6
Контроль знаний	Экзамен	Экзамен	

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О КУРСЕ И СВЯЗЬ С ДРУГИМИ ДИСЦИПЛИНАМИ

Дисциплина «Механика грунтов, основания и фундаменты» включает в себя раздел «Механика грунтов», изучаемый в 5 семестре и раздел «Основания и фундаменты», изучаемый в 6 семестре. В ней рассматриваются научно-теоретические и практические аспекты взаимодействия грунтовой среды со строительными конструкциями.

Раздел «Механика грунтов» посвящен изучению физико-механических свойств грунтов, особенностям их поведения под нагрузкой, изменению напряженно-деформируемого состояния грунтов, условиям наступления предельного состояния.

В разделе «Основания и фундаменты» раскрыты правила и требования, соблюдение которых необходимо при проектировании фундаментов по предельным состояниям, конструктивные и технологические особенности возведения фундаментов в различных грунтовых условиях.

Строительство в современных условиях требует дальнейшего совершенствования своей теоретической и производственной базы. Особенно ответственные задачи стоят перед фундаментостроением, т.к. на выполнение работ нулевого цикла затрачивается порой больше времени, чем на возведение надземных конструкций зданий и сооружений. Работы нулевого цикла по стоимости составляют 10-20%, а порой и до 40% от общей стоимости здания. Их удешевление может выражаться сотнями миллионов рублей. В то же время от надежности оснований и фундаментов зависит возможность эксплуатации возводимых сооружений.

Проектирование зданий в проектных институтах обычно осуществляется по типовым проектам, а **фундаменты всегда проектируются, исходя из индивидуальных условий** – это обуславливается природным залеганием грунтов, существенными отличиями инженерно-геологических условий и свойств грунтов даже на самих площадках по глубине и в плане. Особенности проектирования и устройства фундаментов изучаются в курсе ***«Механика грунтов, основания и фундаменты»***.

Раздел ***«Механика грунтов»*** рассматривает физико-механические свойства грунтов, вопросы распределения напряжений в грунтовом массиве и их связь с деформациями грунтов (осадками), 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 др. подземных сооружений).

Таким образом механика грунтов – научная дисциплина, рассматривающая поведение грунтов под нагрузкой.

Раздел ***«Основания и фундаменты»*** посвящен вопросам совместной работы оснований, фундаментов и надземных конструкций, методам проектирования (конструирования и расчета), а также способам возведения.

1.1. ОСНОВНЫЕ ЗАДАЧИ КУРСА

В результате изучения курса инженер-строитель должен уметь:

- правильно оценить инженерно-геологические условия застраиваемой территории, возможные геодинамические процессы, свойства грунтов, возможность их деформирования и потери устойчивости под воздействием нагрузки;
- разрабатывать меры по уменьшению или исключению различных 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.

Следует помнить, что во время строительства нужно стремиться сохранять структуру грунтов основания. Неправильная оценка свойств основания приводит к перерасходу трудозатрат, средств и материалов, либо к разрушению части или всего сооружения, а иногда к нарушению нормальных условий его эксплуатации.

В современных условиях остро стоят вопросы *реконструкции* существующих объектов, что требует разработки новых конструктивных, технологических и теоретических решений.

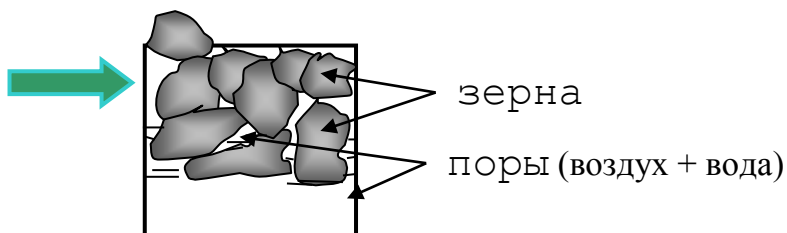
Что изучает дисциплина механика грунтов?

Ранее изучались:

- механика твердого тела;
- механика упругого тела;
- теоретическая механика;
- строительная механика.

} **РАЗДЕЛЫ ФИЗИКИ**

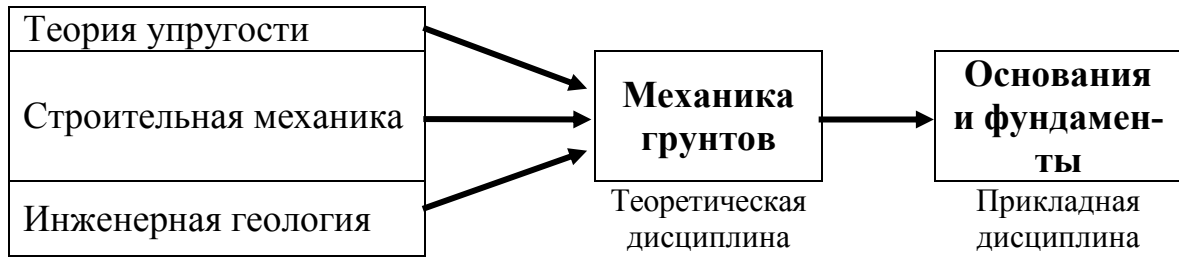
Состав грунта:



Структура грунта – обуславливает выделение его в отдельную группу. Свойства грунтов могут резко изменяться в зависимости от состояния. Например:

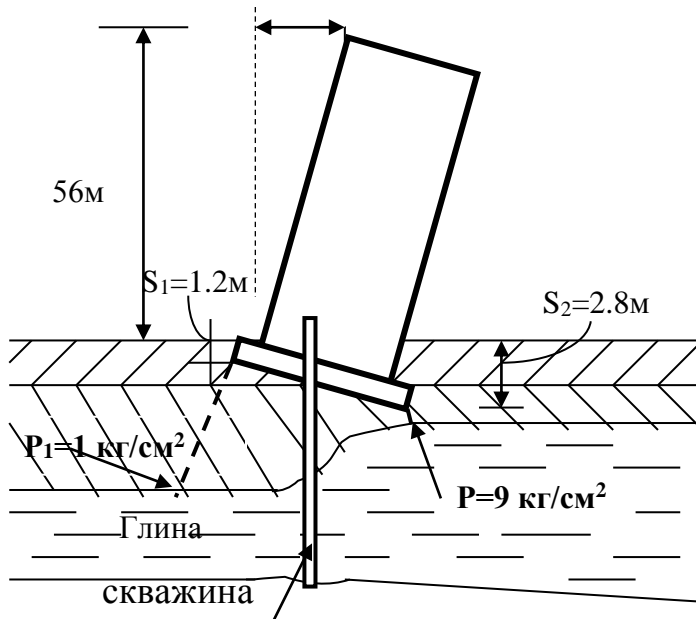
Глина: {
- в текучем состоянии $P = 0,05$ МПа;
- в твердом состоянии $P = 50$ МПа.

Связь рассматриваемого курса с другими дисциплинами



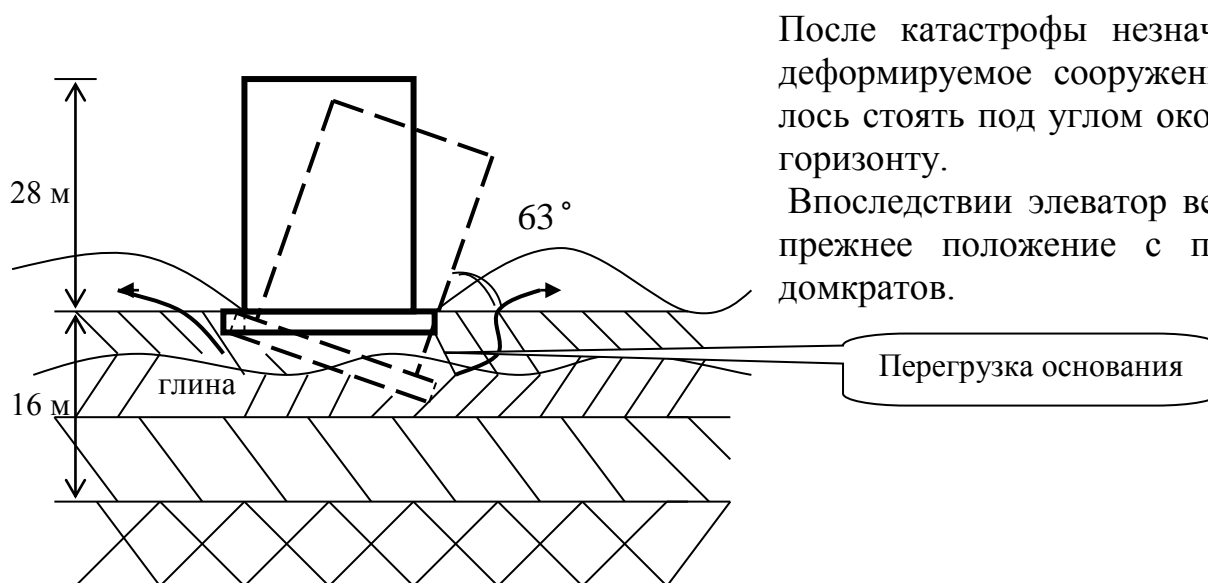
Пизанская башня (построенная более 800 лет назад)

$$P_{cp} = 5 \text{ кг/см}^2 = 0,5 \text{ МПа.}$$



В 1932г. под основание башни было произведено нагнетание через **351** скважину $\varnothing 50$ мм около 1000 т цементного раствора. Приращение наклона за последнее время $\approx 3,3$ мм в год (1мм в год). Только в 2002 г. отклонение башни было стабилизировано за счет выемки грунта из основания.

Трансконский элеватор (г. Виннипег, Канада 1913 г.)



После катастрофы незначительно деформируемое сооружение осталось стоять под углом около 63° к горизонту.

Впоследствии элеватор вернули в прежнее положение с помощью домкратов.

Перегрузка основания

Фундаменты – одна из древнейших конструкций первых жилищ человека.

1.2. КРАТКАЯ ИСТОРИЧЕСКАЯ СПРАВКА РАЗВИТИЯ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

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

В 1773 г. француз **Ш. Кулон** – разработал способ расчета давления сползающего грунта на подпорную стенку (строительство фортификационных сооружений на юге Франции).

На базе этих и последующих исследований в 30^х годах XX века была создана наука **механика грунтов**. Одновременно стала развиваться и вторая часть (прикладная) – **основания и фундаменты**. К становлению школы фундаментостроения в СССР относятся труды:

Герсеванова Н.М. – (его именем назван институт НИИОСП)

Пузыревского Н.П. – (труды ПГУПС)

Маслова Н.Н. – развитие инженерной геологии, механика грунтов в приложении к строительству гидротехнических сооружений.

Сумгина М.И. – инженерное мерзлотоведение

Цытовича Н.А. (герой социалистического труда, член - корреспондент АН СССР) – развитие механики грунтов, оснований и фундаментов на вечной мерзлоте.

Далматова Б.И. – строительство фундаментов на больших толщах слабых грунтов.

}

Соколовского В.В.
Березанцева В.Г.

Теория устойчивости и прочности земляных сооружений и фундаментов глубокого заложения.

Флорина В.А.
Вялова С.С. } }

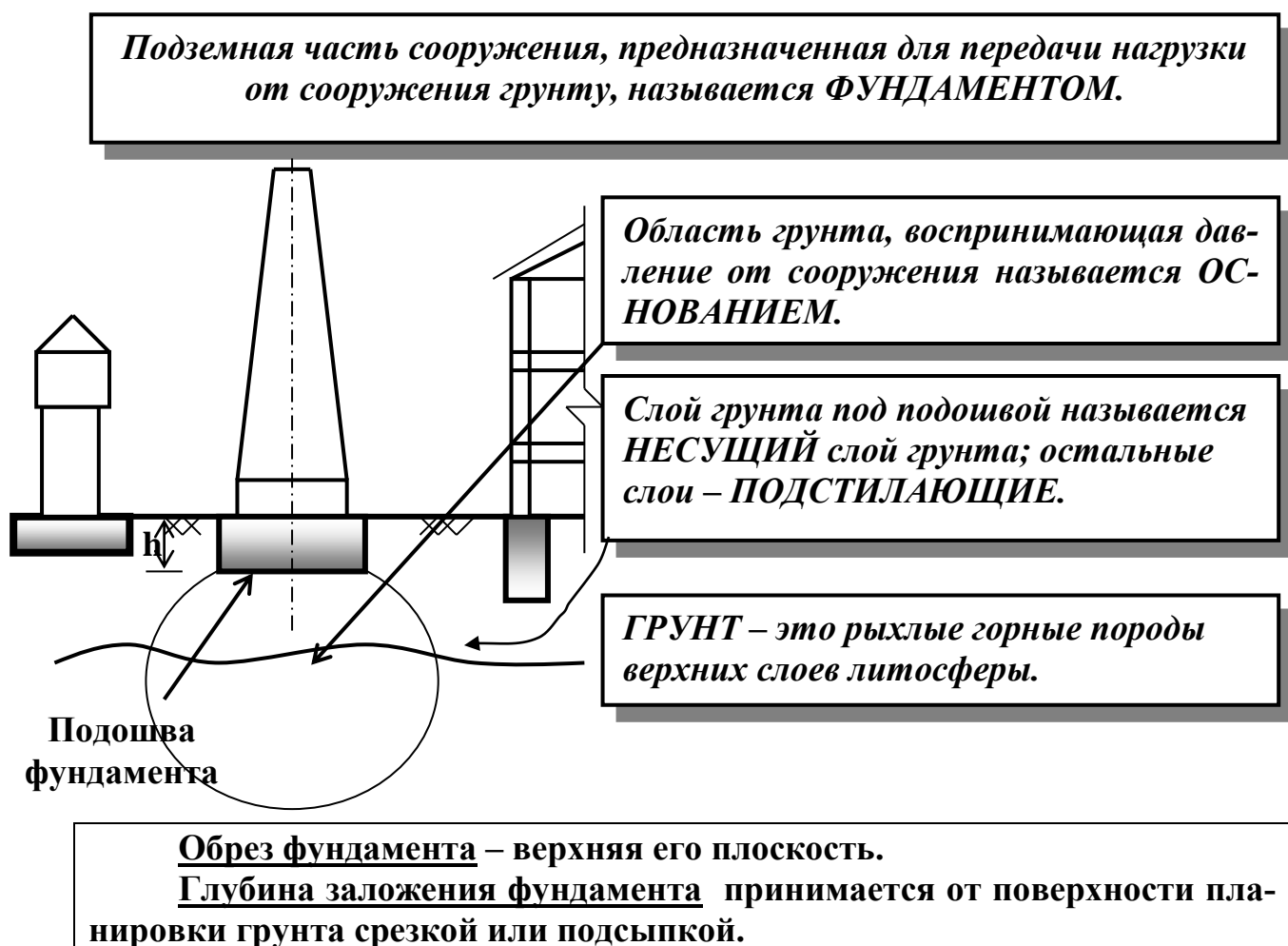
Изучение длительно протекающих деформаций грунтов.

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

В 1953 г. проф. Макаровичим М.Ф. была создана в БПИ кафедра «Основания, фундаменты и инженерная геология» (в настоящее время «Геотехника и строительная механика» БНТУ). После него кафедру последовательно возглавляли: доценты Ситников М.А. и Шарай В.Н., проф. Соболевский Ю.А. (более 25 лет), доц. Баранов Н.Н., д.т.н. Соболевский Д.Ю., д.т.н. проф. Никитенко М.И. В настоящее время руководит кафедрой к.т.н., доцент Уласик Т.М.

1.3. СВЯЗЬ ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОЛОГИИ С МЕХАНИКОЙ ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯМИ И ФУНДАМЕНТАМИ

1.3.1. Основные понятия (терминология)




Мощность активной зоны – толщина грунта от подошвы фундамента до нижней сжимаемой границы.

Механика грунтов изучает, преимущественно, рыхлые породы, состоящие из отдельных минеральных частиц, связанных тем или иным способом друг с другом.

1.4. ОБРАЗОВАНИЕ ГРУНТОВ (ГЕНЕЗИС)

Континентальные отложения:

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

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

1.5. СОСТАВ ГРУНТОВ

Грунт - это 3^x фазная система.



Грунт = твердые частицы + вода + газ

От соотношения этих фаз и зависят характеристики грунтов.

1.5.1. Свойства твердых частиц

Свойства твердых (минеральных) частиц зависят от размеров.

Классификация твердых частиц:

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

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

Удельная поверхность:

В 1г. грунта (глина – монтмориллонит) = 800 м^2

В 1г. грунта (песок) = $0,8 \text{ м}^2$

Если грунт состоит из одной категории, то он легко получает название, но в природе это встречается редко.

Фактически грунт состоит из различных частиц. **Как его назвать?**

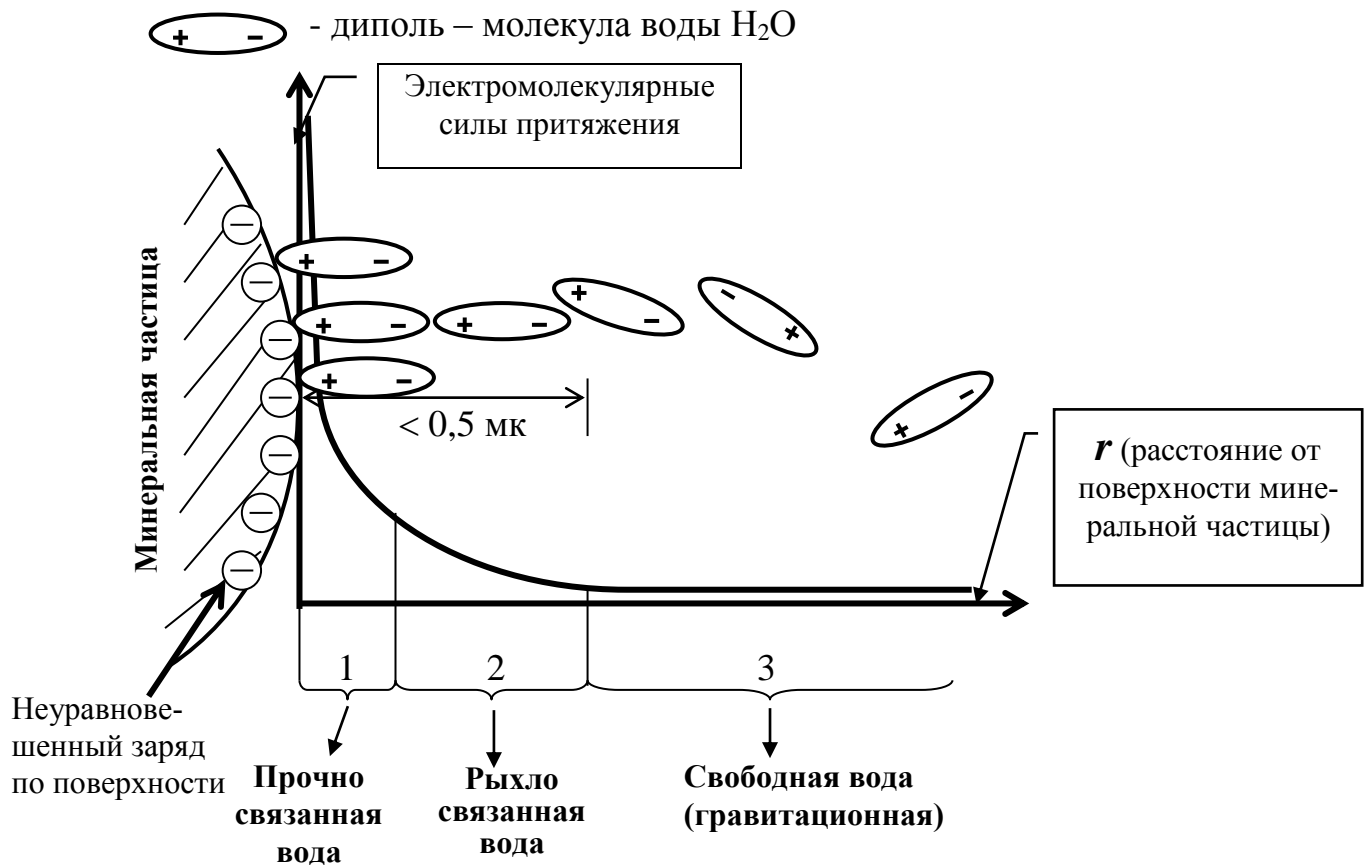
Классификация грунтов (простейшая)

№ п/п	Наименование грунта	Содержит частиц $< 0,005$ (%)	Число пластичности J_p
1	Глины	> 30	$> 0,17$
2	Суглинок	$10 \div 30$	$0,07 \div 0,17$
3	Супесь	$3 \div 10$	$0,01 \div 0,07$
4	Песок	< 3	Не пластич.

(J_p определяется в лабораторных условиях (в долях единицы)).

Метод отмучивания – для определения песчаной фракции (\emptyset от $1 \div 0,05$ мм)

1.5.2. Свойства воды



1. **- пленки прочносвязанной воды (адсорбированной)**
 $n \cdot 1000 \text{ (кг/см}^2\text{)}$ – электромолекулярные силы притяжения, удалить эту воду практически невозможно, замерзает при $t^\circ < -70^\circ$.
2. **- слои (пленки) рыхлосвязанной воды (лисорбированной)**
 $n \cdot 10 \text{ (кг/см}^2\text{)}$ – электромолекулярная сила притяжения, удаляется только при $t^\circ = 105^\circ$, замерзает при $t^\circ = -1^\circ \dots - 3^\circ \text{ C}$.
3. **- свободная, гравитационная (капиллярная вода)**

Чем меньше размер частицы, тем удельная поверхность больше, больше связанной воды в грунтах.


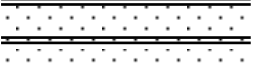

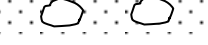
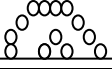
1.5.3. Свойства газа.

Свободные газы:

- связанные с атмосферой,
- заземленные газы (глинистые грунты).

Растворенные в воде

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

Структура грунта:		Текстура грунта:	
<i>зернистая</i>		<i>Слоистая</i>	
<i>сотобразная</i>		<i>порфировидная</i>	
<i>хлопьевидная</i>		<i>слитная (однородная)</i>	

2. ПРОИСХОЖДЕНИЕ И СОСТАВ ГРУНТОВ

2.1. ПРИРОДА ОБРАЗОВАНИЯ ГРУНТОВ И ВИДЫ ГРУНТОВЫХ ОТЛОЖЕНИЙ

2.1.1. Осадочные породы как естественно - исторические образования

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 образовываться *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.

Влияния возраста осадочных пород на свойства грунта

Как известно история формирования Земной поверхности разбита на геологические эры:

- *Архейская эра* – самая древняя эра, возраст которой более 1 млрд. лет. Осадочные породы архейской эры представляют собой мощные отложения гнейсов и кристаллических сланцев, залегающих на глубине более 30 км. С учетом глубины залегания, осадочные породы архейской эры, за редким исключением, в качестве оснований не используются;
- *Палеозойская эра* – характеризуется мощными отложениями (до 15 км) различных осадочных пород, в большей степени подвергнутых метаморфическим изменениям (в том числе каменный уголь). Также, как и отложения архейской эры, залегают на значительных глубинах и лишь редких случаях выходят близко к поверхности. К примеру кембрийские глины в Ленинградской области возраст которых более 600 млн. лет;
- *Мезозойская эра* – характеризуется значительными толщами меловых отложений, мелкодисперсных глин. Встречаются на глубине до 1км. В отдельных районах осадочные отложения мезозойской эры залегают близко к поверхности грунта и нередко используются в качестве оснований;
- *Кайнозойская эра* – современная эра, которая, как принято считать, началась примерно 75 млн. лет назад. Эта эра имеет два периода -*третичный* (свыше 30 млн. лет) и *четвертичный*. Практически по всей Восточно-европейской равнине верхние слои грунта на глубину до нескольких сот метров слагают осадочные отложения четвертичного периода Кайнозойской эры. Это и крупнообломочные грунты, и пески, и супеси, глины и современные биогенные отложения.

На рис.2.1. приведен карьерный разрез верхней толщи четвертичных отложений. Хорошо видно слоистое залегание грунтов различного типа.

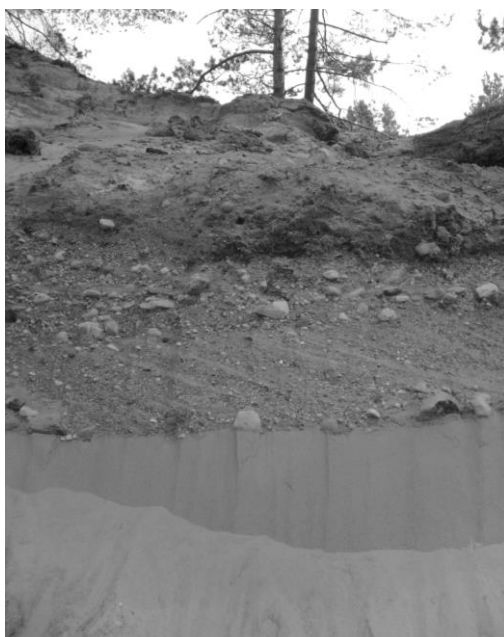


Рис. 2.1. Слоистое напластование осадочных пород

Условия формирования грунтовой толщи

Свойства грунта во многом также зависят от условий формирования осадочных пород:

По условиям формирования грунты бывают:

- Континентальные;
 - Морские.
- К основным континентальным отложениям относятся:
- *Элювиальные* – залегающие на месте своего первоначального образования;
 - *Делювиальные* – перемещаемые под действием сил тяжести или водными потоками (не имеющих русла);
 - *Аллювиальные* – переносимые постоянными водными потоками на значительные расстояния.
 - *Ледниковые* – образовавшиеся в результате движения ледников в периоды оледенения;
 - *Эоловые* – отложения, переносимые ветром.

На рис.2.2. схематично показаны типы отложений и возможные места их залегания.

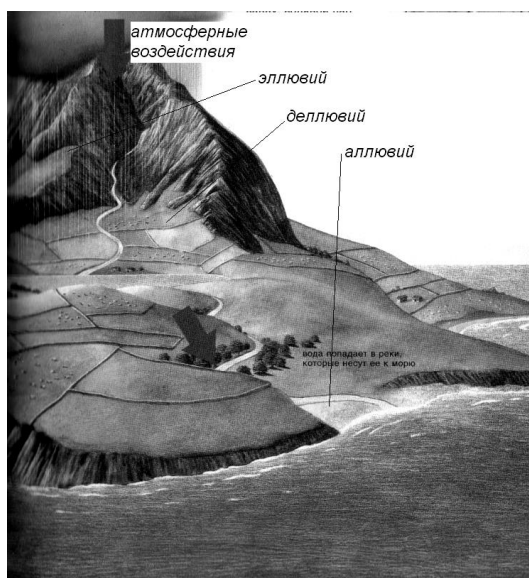


Рис. 2.2. Континентальные отложения

На территории Республики Беларусь широко распространены ледниковые отложения, среди которых можно выделить:

Моренные – представляющие собой глинистые грунты с примесью крупнообломочных частиц (валунов, гравия, крупных песчаных частиц);

Озерно-ледниковые – сформированные в период таяния ледника в виде слоистых глин, песков мелких и пылеватых, образовавшихся на дне внутренних озер и морей ледников.

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

Примеры озерно-ледниковых и флювиогляциальных отложений приведены на рис.2.3, 2.4.

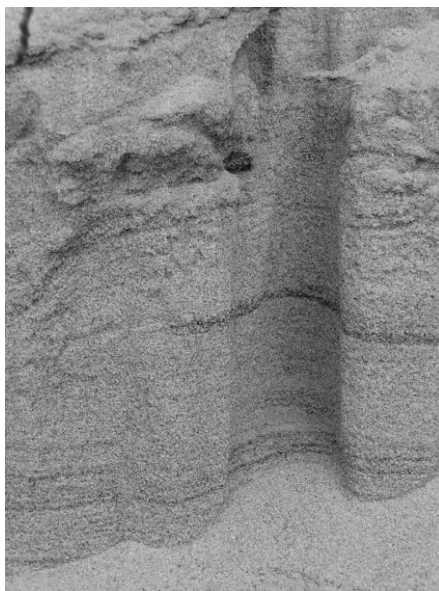


Рис. 2.3. Озерно-ледниковые мелкие пески



Рис. 2.4. Флювио-гляциальные гравийные грунты

Эоловые отложения могут быть представлены двумя генетическими типами: эоловыми песками и пылеватыми (лессовидными) породами.

Эоловые пески образуют характерные формы рельефа: песчаные гряды, барханы и др. Эти образования находятся в непрерывном движении и изменяются под действием ветра. /Абуханов, 2006/, рис.2.5.

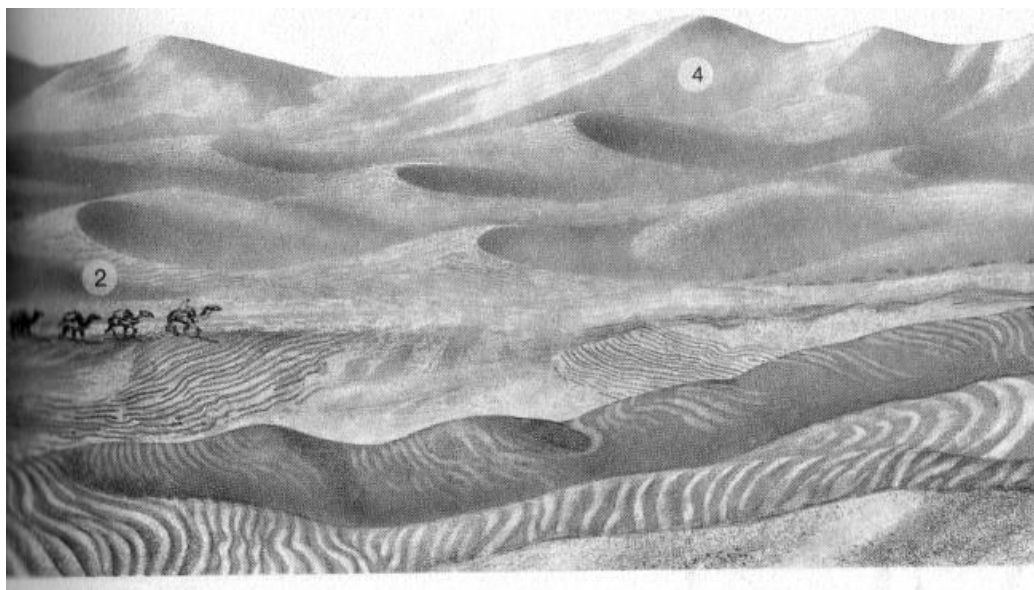


Рис. 2.5. Эоловые отложения

Если проанализировать типы континентальных грунтов по прочности, то можно сделать следующие выводы. Из четырёх 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. ФАЗОВОЕ СТРОЕНИЕ ГРУНТА

Грунт как многокомпонентная среда

Грунт в большинстве случаев представляет собой *многокомпонентную* среду, состоящую из *твёрдой*, *жидкой* и *газообразной* фазы. Твёрдая фаза

состоит из раздробленных частиц горных пород. Жидкая фаза из воды, заполняющей пространство между частицами (так называемые *поры* грунта). Газообразная фаза представляет собой смесь воздуха и пара, которая заполняет свободный от воды объем пор грунта. При этом часть газа растворяется в воде.

Все перечисленные 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.

Свойства твердой фазы

Твердая фаза минеральных грунтов осадочного происхождения представляет собой частицы горных пород, которые отличаются:

- ***по минеральному составу;***
- ***по размеру частиц;***

Среди основных породообразующих минералов осадочных пород можно назвать: полевой шпат, кварц, монтмориллонит, каолинит, иллит, атапульгит и др. Описание и свойства каждого минерала подробно изучались в курсе «Инженерной геологии».

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

- *Валуны ≥ 200 мм.*
- *Галька 200-40мм.*
- *Гравий 40-2мм.*
- *Песчаные частицы 2-0,05мм.*
- *Пылеватые 0,05-0,005мм.*
- *Глинистые частицы $\leq 0,005$ мм.*

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. Более точное определение гранулометрического состава можно сделать в виде:

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

Определение грансостава крупнообломочных грунтов выполняют методом разделение частиц по характерным диаметрам при помощи набора сит, рис.2.6. при помощи сит определяются размеры фракций диаметром

более 0,8 мм. Разделение пылеватых и глинистых частиц выполняют ареометрическим или пипеточными методами.

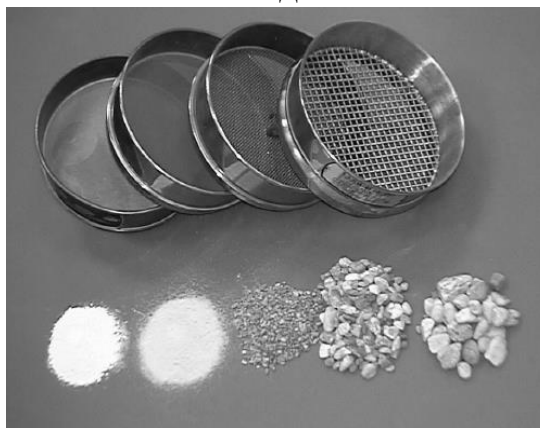


Рис.2.6. Набор сит для анализа грансостава крупнообломочных и песчаных грунтов

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

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

Необходимо отметить, что в принятой в странах СНГ классификации пылеватые и глинистые грунты разделяются не по грансоставу а по числу пластичности (см. ниже).

Другим показателем, характеризующим гранулометрический состав, является *степень неоднородности*. Степень неоднородности оценивается по кривой гранулометрического состава, рис.2.7 и показывает насколько отличаются содержания фракций различного диаметра.

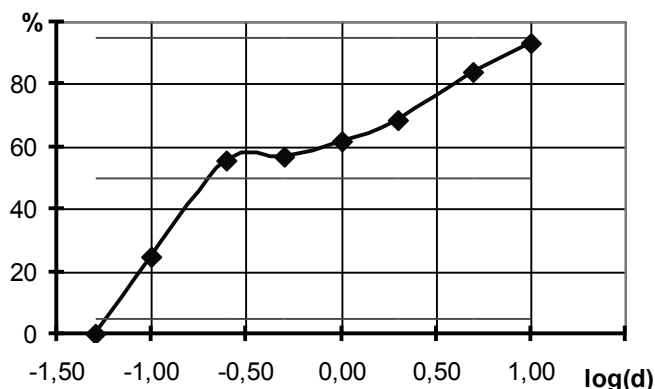


Рис.2.7. Кривая гранулометрического состава грунта

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.

Свойства жидкой фазы грунта **Виды воды в грунте и их свойства** **Влияние жидкой фазы на свойства грунта**

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.

Виды воды в грунте

При детальном исследовании жидкой фазы грунта было установлено, что вода может присутствовать в грунте в различном виде. Возникновение различных видов воды обуславливается особенностями молекулярного строения химического соединения H_2O . Молекулы воды являются *диполями* один конец которого заряжен положительно, а другой отрицательно (рис.2.8).

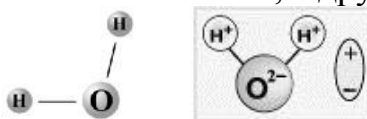


Рис.2.8. Диполи воды

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 (рис.2.9).

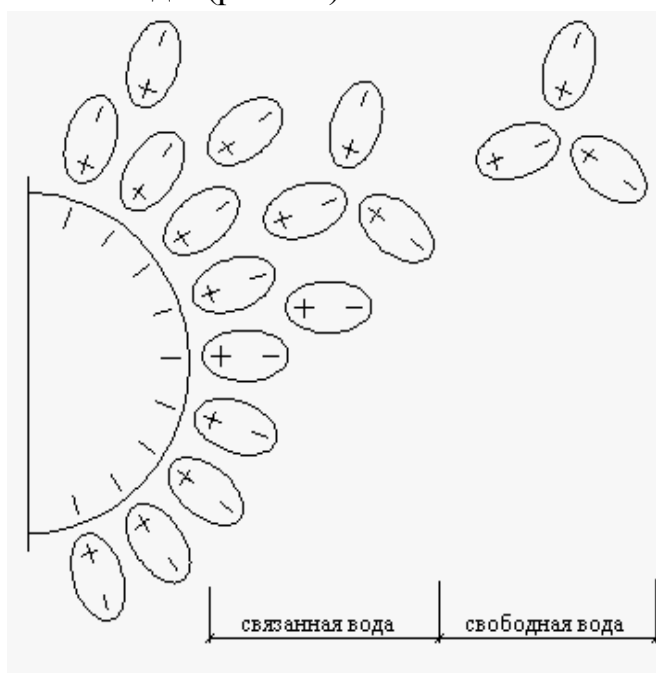


Рис.2.9. Схема образования связанной воды на поверхности частицы грунта

Электромолекулярные удельные силы взаимодействия между поверхностью твердой частицы и молекулами воды у самой поверхности достигают 1000 МПа. По мере удаления от нее удельные силы взаимодействия быстро убывают и на некотором расстоянии уменьшаются до нуля (рис.2.10). За пределами действия электромолекулярных сил вода обладает свойствами, присущими ей в открытых сосудах, и ее молекулы не притягиваются к поверхности твердой частицы. Эту воду принято называть свободной (она свободна от сил взаимодействия с твердыми частицами). Свободной является гравитационная вода, перемещающаяся под действием силы тяжести или разности напоров, и капиллярная.

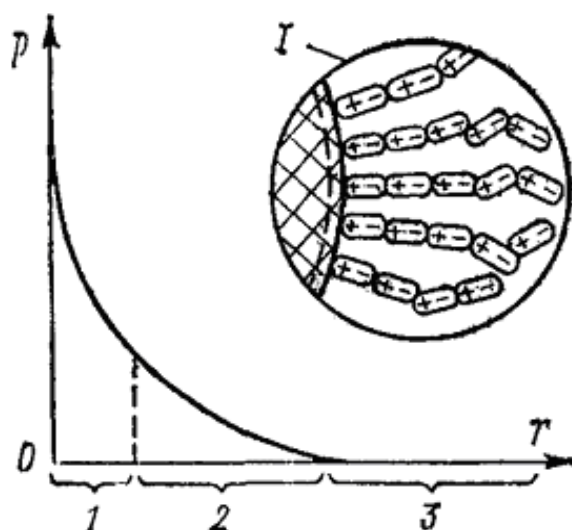


Рис.2.10. График сил взаимодействия между поверхностью частицы грунта и молекулами воды: 1 — прочносвязанная вода; 2 — рыхлосвязанная вода; 3 — свободная вода

Толщина пленки связанной воды колеблется от одного ряда молекул до 3-5. Количество связанной воды определяется влажностью грунта и удельной поверхностью частиц грунта. Чем выше удельная поверхность, тем больше воды находится в связанном состоянии. Поэтому при одинаковой влажности в глинах связанной воды во много раз больше чем в песках.

По мере увеличения влажности грунта сначала происходит рост толщины пленки связанной воды и лишь при достижении определенной влажности называемой гигроскопической (W_g) в порах грунта появляется свободная вода. На рис.2.11. схематично показано изменение толщины слоя связанной воды с ростом влажности грунта.

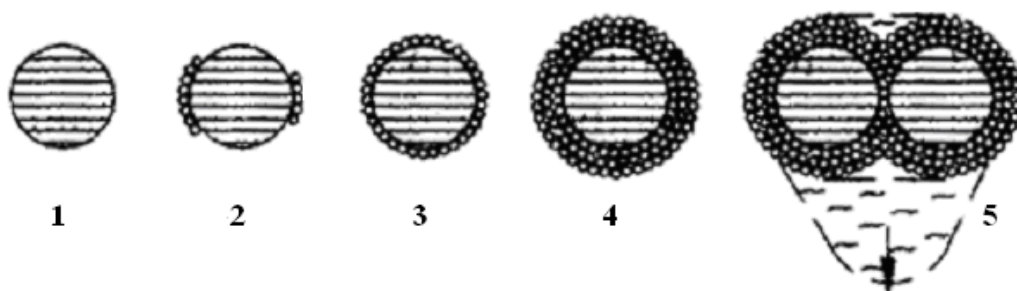


Рис. 2.11. Виды воды в грунте при различной влажности:
 1 - абсолютно сухой грунт; 2 - воздушно-сухой грунт;
 3 - грунт, насыщенный гигроскопической (прочносвязанной водой);
 4 - грунт в состоянии максимального насыщения молекулярно связанной водой;
 5 - грунт, содержащий гравитационную свободную воду

Свойства связанной воды

Прочносвязанная вода.

По свойствам прочносвязанная вода скорее соответствует вязкому твердому, а не жидкому телу:

- она не отделяется от твердых частиц при воздействии сил, в тысячи раз превышающих силы земного притяжения. Такую воду можно отделить от твердых частиц лишь выпариванием при температуре выше 100 °С.;

- замерзает при температуре значительно ниже 0°С;
- имеет большую, чем свободная вода, плотность;
- обладает ползучестью.

Рыхлосвязанная вода, представляет собой диффузный переходный слой от прочносвязанной воды к свободной. Она обладает свойствами прочносвязанной воды, однако они выражены слабее. Это обусловлено резким уменьшением в слое рыхлосвязанной воды удельных сил взаимодействия между поверхностью твердой частицы и молекулами воды.

Влияние связанной воды на свойства грунта

Наличие связанной воды в грунте оказывает существенное влияние на формирование свойства грунта. Это влияние тем существенней, чем выше удельная поверхность грунта. Наиболее существенное влияние связанная вода оказывает влияние на свойства пылевато-глинистых грунтов.

Наличие между частицами глинистого грунта связанной (пленочной) воды определяет его *пластичность*. При этом, чем толще пленка воды, тем выше пластичные свойства грунта тем меньше прочность грунта, и наоборот. Уменьшение толщины пленок связанной воды приводит к изменению его состояния от почти жидкого до твердого,

Связанная вода обуславливает также *связанность* глинистых грунтов. Если толщина пленки связанной воды не слишком большая между частицами грунта возникают силы молекулярного взаимодействия, обуславливающие развитие сил сцепления между частицами грунта. Поскольку *связанность* грунтов в значительной степени обусловлено наличием связанной воды, такие грунты обладают присущей этой воде ползучестью и следовательно силы сцепления между частицами будут *вязко-пластическими*.

Увлажнение пылевато-глинистого грунта приводит к увеличению толщины пленок воды между частицами и сопровождается увеличением объема грунта, т. е. грунт *набухает*. Наоборот, при высыхании пылевато-глинистые грунты уменьшаются в объеме вследствие утончения пленок воды и грунт получает *усадку*.

Связанная вода может полностью «закупорить» поры грунта и поэтому движение свободной воды через такой грунт будет практически невозможным. Поэтому глинистые грунты и особенно глины являются фактически *водонепроницаемыми* (особенно перемятая глина).

Итак, связанная вода обуславливает следующие свойства грунта:

- пластичность;
- связанность;
- вязко - пластичность;
- набухания и усадки;

- водонепроницаемость;

Структура и текстура грунтов

Взаимодействие между частицами твердой фазы

Между частицами возникают так называемые структурные связи, которые бывают двух видов:

- **Кристаллизационные** (цементационные) - образуются в результате отложения поликристаллических соединений в точках контакта между частицами. Обладают высокой прочностью, но хрупкие, размягчаются водой и не восстанавливаются при их разрушении.

- **Водно-коллоидные** – обуславливаются электромолекулярными силами взаимодействия частиц грунта, покрытых плёнкой связанной воды.

Свойства кристаллизационных связей:

- Обладает высокой прочностью;
- Зачастую размягчается водой;
- Практически не восстанавливается после разрушения (необратимые).

Свойства водно-коллоидных связей:

- Вязко-пластичные;
- После разрушения связи легко восстанавливается (обратим).

Структура грунтов

Структура грунтов – это особенности строения грунтов, обусловленные размерами и формой частиц и характером их взаимодействия между собой.

Структуры крупнообломочных грунтов определяются преимущественно формой частиц, которые могут быть угловатыми, полуокатанными, окатанными, пластинчатыми (рис.2.12). Учет формы частиц служит классификационным признаком крупнообломочных грунтов (валуны - глыбы, галька - щебень), поскольку это влияет на их механические свойства.

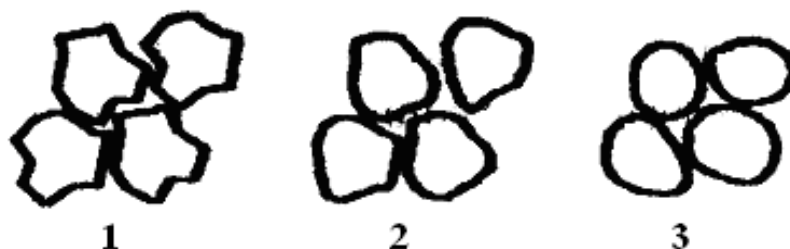


Рис. 2.12. Окатанность частиц крупнообломочных и песчаных грунтов:
1-угловатая; 2-полуокатанная; 3-окатанная.

Структуры тонкодисперсных грунтов (глин, суглинков, супесей) имеют важное свойство - агрегированность, т.е. способность частиц этих грунтов

«слипаться» образовывать агрегаты (комочки), состоящие из нескольких сотен элементарных частиц, в результате развития сил адгезии, рис. 2.13. Структурными признаками таких грунтов служат размеры преобладающей фракции (пыли, глины), наличие фракций-примесей и включений.

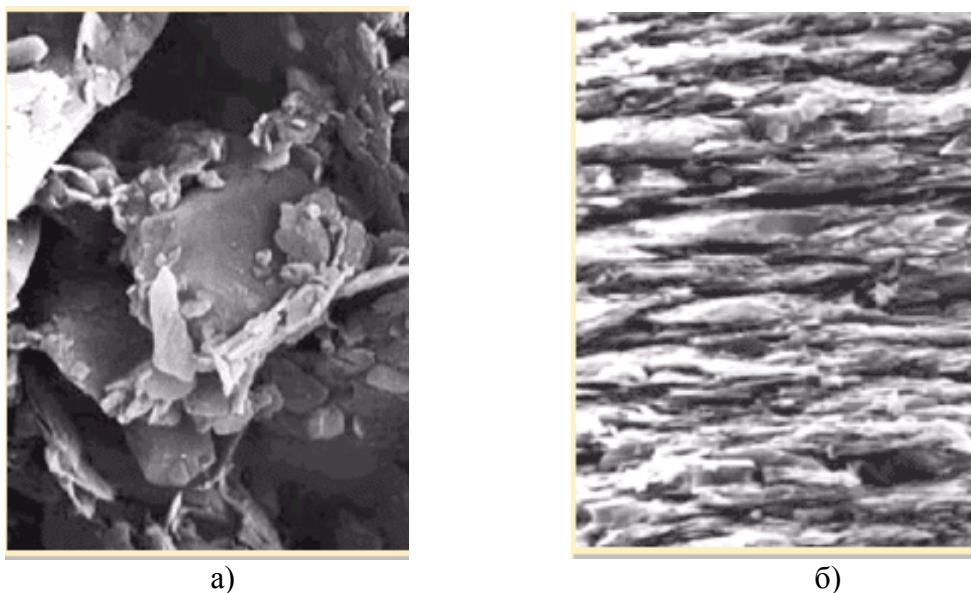


Рис.2.13. Структура глинистых грунтов под микроскопом: а) – пластинчатая (монтмориллонит); б)- игольчатая (иллит)

Текстура грунтов

Текстура грунта - признак структуры, характеризующий пространственную композицию слагающих грунт элементов.

Текстура грунтов определяется преимущественно условиями отложения осадка. У водных осадков текстуры обычно слоистые, включая тонкослоистую, ленточную, косослойную и др. (рис. 2.14). Некоторые водные осадки и континентальные наносы имеют массивную (однородную) и хаотическую текстуру; в последнем случае глинистые грунты содержат включения крупнообломочного материала (валунов, гальки и др.), например, моренные грунты. Грунтовые модели, ориентированные на аналитическое решение задач механики грунтов, строго говоря, приспособлены только к массивным текстурам. Учет более сложных грунтовых текстур в расчетах оснований возможен численными методами решения геотехнических задач.

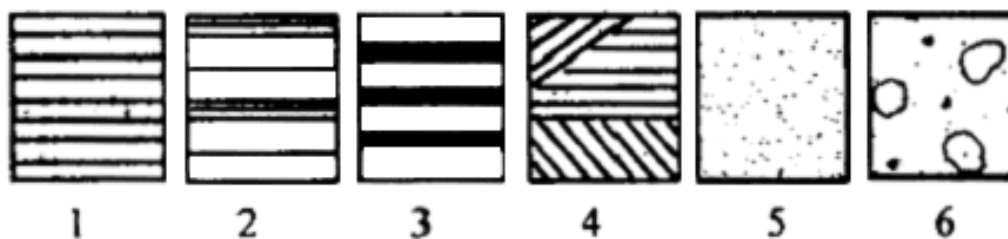


Рис. 2.14. Некоторые виды текстуры грунтов: 1 - равномерно-слоистая; 2 - неравномерно-слоистая; 3 - ленточная; 4 - косослойная; 5 - однородная (слитная); 6 - хаотичная (с включениями)

Вопросы для самоконтроля

1. Какие типы континентальных отложений имеют более плотную упаковку минеральных частиц?
2. Какие типы континентальных отложений имеют более рыхлую упаковку минеральных частиц?
3. Дайте определение гранулометрическому составу грунтов?
4. Какие методы применяют для проведения гранулометрического анализа грунтов?
5. Что представляет собой диполь воды?
6. Почему вода называется связанной?
7. Перечислите свойства связанной воды?
8. Какие характерные свойства грунтовой среды обуславливаются наличием связанной воды?

3. ХАРАКТЕРИСТИКИ ФИЗИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТА

3.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Как уже отмечалось выше, 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.

В предыдущих лекциях были рассмотрены основные особенности свойств каждой фазы и характер их взаимодействия друг с другом. В данной лекции будут рассмотрены показатели (характеристики), позволяющие количественно оценить соотношение между фазами и при помощи их установить *физическое состояние* дисперсной среды. Такие показатели носят название *характеристик физического состояния*.

Характеристики физического состояния – отражают количественное соотношение по массе или объему твёрдой, жидкой и газообразной фазы.

3.2. ИДЕАЛИЗИРОВАННАЯ МОДЕЛЬ ГРУНТА

Рассмотрим образец грунта, состоящий из твердой (S) жидкой (W) и газообразной (G) фазы, рис.3.1. Представим данный образец в виде идеализированной схемы, в которой выделим объемы твердой фазы (V_s) жидкой фазы (V_w) и газообразной фазы (V_g). При этом:

$$V = V_s + V_w + V_g, \text{ или } V = V_s + V_n,$$

где $V_n = V_w + V_g$ - объем пор.

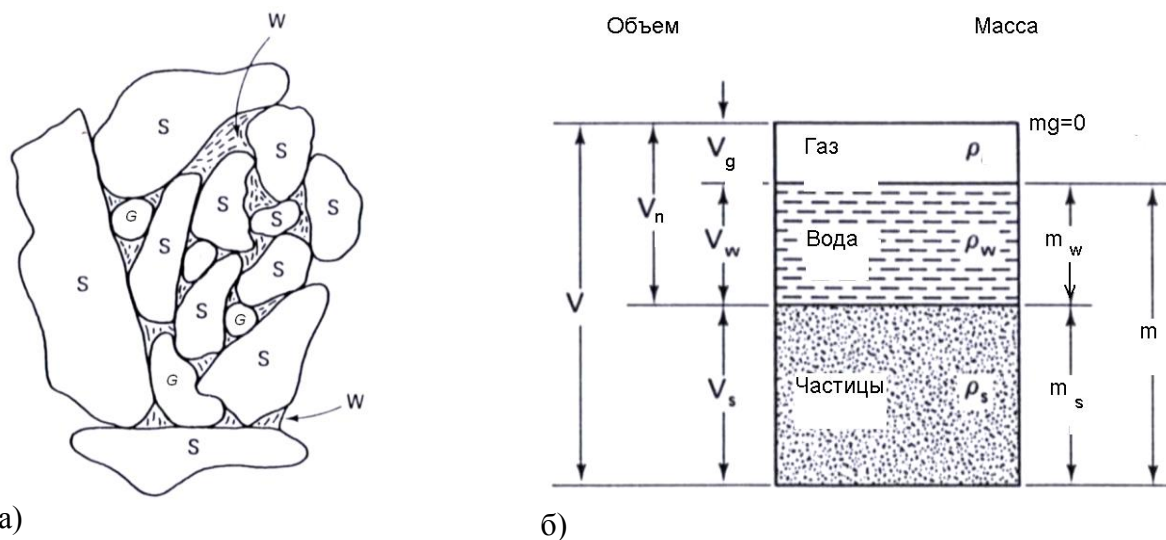


Рис.3.1. Грунт: а) фактическое строение грунта; б) идеализированная модель грунта

Масса образца грунта складывается из массы твердых частиц (m_s) и массы воды (m_w):

$$m = m_s + m_w,$$

где m_s, m_w – масса соответственно твёрдых частиц и жидкой фазы.

Условно характеристики физического состояния делятся на:

- *основные*;
- *расчётные*.

Основные характеристики физического состояния – характеристики, которые могут быть получены *только* в ходе лабораторных или полевых испытаний.

Расчетные характеристики физического состояния вычисляются через известные *основные* характеристики.

3.3. ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ФИЗИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ

3.3.1. Плотность и удельный вес грунта в естественном состоянии

Плотность грунта в естественном состоянии представляет собой отношение полной массы грунта в естественном состоянии ко всему объему образца грунта в естественном состоянии:

$$\rho = \frac{m}{V}, \quad (3.1)$$

Единицы изменения [г/см³] [кг/м³] и т.д.

Аналогичное определение можно дать для удельного веса.

Удельный вес грунта в естественном состоянии – отношение веса грунта (P) в естественном состоянии ко всему объему грунта в естественном состоянии.

Нельзя путать плотность грунта с удельным весом, как нельзя путать такие физические величины как массу и вес. Как известно масса это мера

инерции, а вес – сила с которой данная масса притягивается к Земле. Поэтому удельный вес зависит не только от свойств грунта, но и от гравитационных сил Земли.

Численно удельный вес можно определить через плотность и ускорение свободного падения (g)

$$\gamma = \frac{P}{V} = \frac{m \cdot g}{V} = \rho \cdot g, \quad (3.2)$$

Единицы изменения удельного веса [кН/м³] [Н/см³] и т.д.

Плотность (удельный вес) грунта в естественном состоянии определяется лабораторными методами по СТБ:

- методом режущего кольца;
- методом взвешивания в воде.

Метод режущего кольца применяют для пластичных и песчаных грунтов, в которые можно погрузить металлическое кольцо, не нарушая природной структуры грунта, рис. 3.2.

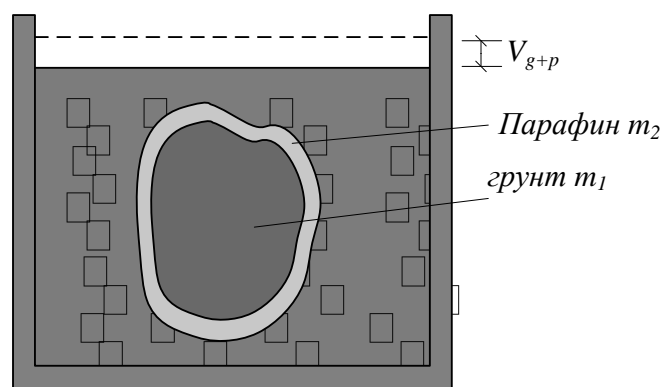


Рис.3.2. Режущие кольца для определения плотности (удельного веса) грунта в естественном состоянии

В этом случае масса (m) определяется взвешиванием, а объем (V) определяется по внутреннему объему кольца как цилиндра известных размеров.

Метод взвешивания в воде применяют для образцов грунта неправильной формы при вырезании которых может произойти значительное нарушение их структуры.

Метод основан на известном законе Архимеда, позволяющим вычислить объем тела любой формы, если замерить, на сколько данное тело стало легче при погружении его в воду. Предварительно образец грунта необходимо покрыть водонепроницаемым слоем парафина, не позволяющим воде проникнуть в поры грунта, рис.3.3.



m_w – масса образца в воде

Рис.3.3. Метод взвешивания в воде для определения плотности грунта в естественном состоянии

Образец грунта взвешивают три раза и определяют: m_1 - массу образца грунта; m_2 –массу образца с парафином; m_w - массу образца, погруженного в воду. Тогда объем вытесненной грунтом воды:

$$V_{g+p} = \frac{m_2 - m_w}{\rho_w}$$

Объем парафина

$$V_p = \frac{m_2 - m_1}{\rho_p}$$

Объем грунта

$$V_g = V_{g+p} - V_p$$

где ρ_w, ρ_p –плотности воды и парафина соответственно.

Для большинства минеральных грунтов плотность грунта в естественном состоянии лежит в пределах от 1,6 г/см³ (рыхлые пески) до 2,2 г/см³(плотные моренные грунты), а удельный вес, соответственно от 16 кН/м³ до 22 кН/м³.

3.3.2. Плотность твердых частиц

Плотность твёрдых частиц – отношение массы твердых частиц к объему твердых частиц:

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s} \quad (3.3)$$

Для определения объема раздробленных дисперсных сред применяют пикнометрический метод. Пикнометр представляет собой колбу с заранее известным объемом (100, 200 ml и т.д),

Навеска грунта известной массы (m_s) помещается в пикнометр, который заливается дисцилированной водой до объема пикнометра. Определяется масса пикнометра с грунтом и водой (m_{p+s+w}). Далее

определяется масса пикнометра только с водой (m_{p+w}). Объем грунта в этом случае определяется из выражения:

$$V_s = \frac{m_s - (m_{p+s+w} - m_{p+w})}{\rho_w}$$

Так как минеральные частицы грунта представляют собой продукты выветривания горных пород, их плотность в целом соответствует плотности минералов, из которых они образовались. Для скальных грунтов плотность пород составляет $2,4 - 3,3 \text{ г/см}^3$, для нескальных $2,4 - 2,8 \text{ г/см}^3$. Минеральные частицы грунта, как правило, имеют плотность:

- пески $2,65 - 2,7 \text{ г/см}^3$;
- супеси $2,68 - 2,72 \text{ г/см}^3$;
- суглинки $2,69 - 2,73 \text{ г/см}^3$;
- глины $2,71 - 2,8 \text{ г/см}^3$.

3.3.3. Влажность грунта в естественном состоянии

Влажность грунта представляет собой отношение массы воды к массе твердых частиц:

$$W = \frac{m_w}{m_s} \quad (3.4)$$

Методы определения влажности – высушивание при постоянной температуре 105 C° в специальных сушильных шкафах. Взвешивая образец в природном (влажном) состоянии и после высушивания можно определить массу испарившейся воды (m_w). Для достижения полного высушивания образца требуется, как правило, 2-4 часа.

Влажность грунта чаще всего выражается в %. В этом случае выражение (3.4) следует записать в виде:

$$W = \frac{m_w}{m_s} \cdot 100\%$$

Влажность большинства минеральных грунтов лежит в пределах 4 - 40%, однако встречаются грунты (заторфованные, торфы, сапропели) влажность которых может достигать 200% и более.

3.3.4. Влажность на границе раскатывания и влажность на границе текучести

Для глинистых грунтов в качестве основных характеристик физического состояния дополнительно рассматриваются;

- влажность на границе раскатывания W_p ;
- влажность на границе текучести W_L .

Данные характеристики позволяют оценить пластичные свойства глинистых грунтов. Известно, что глинистый грунт в зависимости от влажности может быть в твердом состоянии, пластичном и даже в текучем,

рис.3.4. Величины W_p , W_L позволяют установить условные точки изменения состояния глинистого грунта в соответствии с действующими нормами.

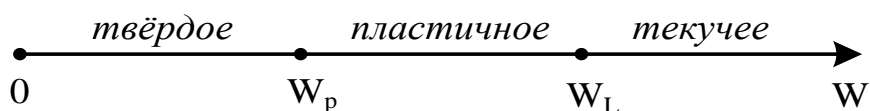


Рис.3.4. Изменение состояния глинистого грунта при увеличении влажности

Влажность на границе раскатывания W_p – влажность, при которой условно считается, что глинистый грунт переходит из твердого состояния в пластичное.

Влажность на границе текучести W_L – влажность, при которой условно считается, что глинистый грунт переходит из пластичного состояния в текучее.

Влажность на границе текучести W_L определяется при помощи балансирующего конуса (Васильева), рис. 3.5., а влажность по границе раскатывания W_p – путем раскатывания грунта в тонкий жгут.

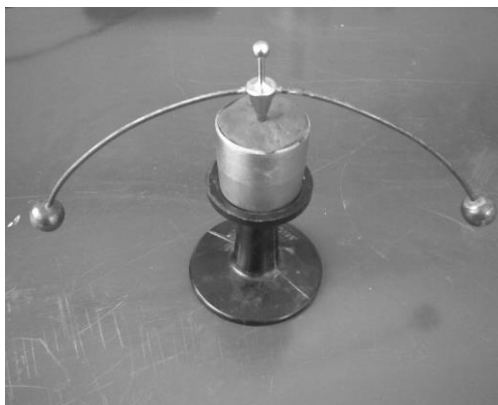


Рис. 3.5. Балансирный конус (Васильева)

Основные характеристики физического состояния особых грунтов

Помимо перечисленных выше характеристик для описания специфических свойств отдельных видов грунтов в механике грунтов существуют другие характеристики состава и состояния грунта. Эти характеристики указывают относительное содержание в грунте различного рода растворимых солей, органической примеси, льда и т.д. Среди них следует отметить:

- степень засоленности, D_{sal} ;
- содержание органического вещества (заторфованность) I_{om} ;

Степень засоленности грунта D_{sal} - содержание легко- и среднерастворимых солей в процентах от массы абсолютно сухого грунта.

$$D_{sal} = \frac{m_{sal}}{m - m_w} \cdot 100\% \quad (3.5)$$

К легкорастворимым солям относятся: хлориды NaCl , KCl , CaCl_2 , MgCl_2 ; бикарбонаты NaHCO_3 , $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$, $\text{Mg}(\text{HCO}_3)_2$; карбонат натрия Na_2CO_3 , сульфаты магния и натрия MgSO_4 , Na_2SO_4 . К среднерастворимым солям относятся гипс $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ и ангидрит CaSO_4 .

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

$$I_{om} = \frac{m_{om}}{m - m_{om}} \quad (3.6)$$

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

3.4. Расчётные характеристики

Плотность сухого грунта (плотность скелета грунта)

Плотность сухого грунта ρ_d (плотность скелета грунта) - отношение массы абсолютно сухого грунта к объему грунта в естественном состоянии.

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} \quad (3.8)$$

Зависимость для определения плотности сухого грунта выведем из определения влажности:

$$W = \frac{m_w}{m_s} = \frac{m - m_s}{m_s} = \frac{m}{m_s} - 1 = \frac{\rho \cdot V}{\rho_d \cdot V} - 1 = \frac{\rho}{\rho_d} - 1,$$

откуда:
$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} \quad (3.9)$$

Пористость грунта

Пористость грунта (n) - отношение объема пор к общему объему грунта

$$n = \frac{V_n}{V} \quad (3.10)$$

Объем твёрдых частиц в единице объема – величина аналогичная пористости.

$$m' = \frac{V_s}{V} \text{ - объем твердых частиц в единице объема.}$$

Или:

$$m' = \frac{\frac{m_s}{\rho_s}}{\frac{m_s}{\rho_d}} = \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (3.11)$$

Легко показать, что:

$$n + m' = 1,$$

тогда
$$n = 1 - m' = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (3.12)$$

Коэффициент пористости

Коэффициент пористости – отношение объема пор к объему твердых частиц

$$e = \frac{V_n}{V_s} = \frac{n}{m'} = \frac{n}{1-n}$$

С учетом (3.11), (3.12):

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} \quad (3.13)$$

Коэффициент пористости безмерная величина и для дисперсных грунтов минерального происхождения, как правило, изменяется в пределах $0,4 \div 1,2$.

Степень водонасыщенности

Степень водонасыщенности – отношение объема воды к общему объему пор

$$S_r = \frac{V_w}{V_n} \quad (3.13)$$

Для того чтобы вывести зависимость для определения величины S_r через известные характеристики физического состояния введем понятие влажности грунта при полном водонасыщении.

Влажность грунта при полном водонасыщении W_{st} – влажность при которой все поры грунта заполнены водой, т.е.

при $W = W_{st}$, $V_n = V_w$, $S_r = 1$:

Тогда:

$$W_{st} = \frac{m_w}{m_s} = \frac{\rho_w \cdot V_n}{\rho_s \cdot V_s} = e \cdot \frac{\rho_w}{\rho_s}$$

Легко показать, что при известном значении W_{st} , степень водонасыщенности можно определить как отношение естественной влажности к влажности при полном водонасыщении.

$$S_r = \frac{W}{W_{st}} = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} \quad (3.14)$$

По определению степень водонасыщенности может изменяться в пределах от 0 до 1.

Число пластичности (I_p) и консистенция (I_L)

Данные характеристики определяются для глинистых грунтов и служат для оценки его пластических свойств.

Число пластичности – представляет собой разницу между влажностью на границе текучести и влажности на границе раскатывания.

$$I_p = W_L - W_p,$$

Чем выше число пластичности, тем больше содержание глинистых частиц в грунте, тем большей пластичностью он будет обладать. По числу пластичности можно косвенно оценить содержание в грунте глинистых частиц и соответственно определить тип глинистого грунта.

По числу пластичности глинистые грунты подразделяются на следующие три типа:

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

Консистенция грунта – представляет собой отношение разности природной влажности и влажности на границе раскатывания к числу пластичности.

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p}$$

По *консистенции* можно оценить физическое состояние глинистого грунта (твердое, пластичное или текучее). Состояние глинистого грунта определяет его разновидность, рис.3.9.:

3.5. КРАТКАЯ КЛАССИФИКАЦИЯ ГРУНТОВ ПО СТБ 943-2007

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 сцементированные, искусственные. Нескальные – осадочные несцементированные и искусственные.

Подгруппа объединяет грунты по условиям формирования. Среди осадочных несцементированных 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.3.6 – 3.9) приведена структура классификации грунтов, составленная для нескальных осадочно-несцементированных пород.

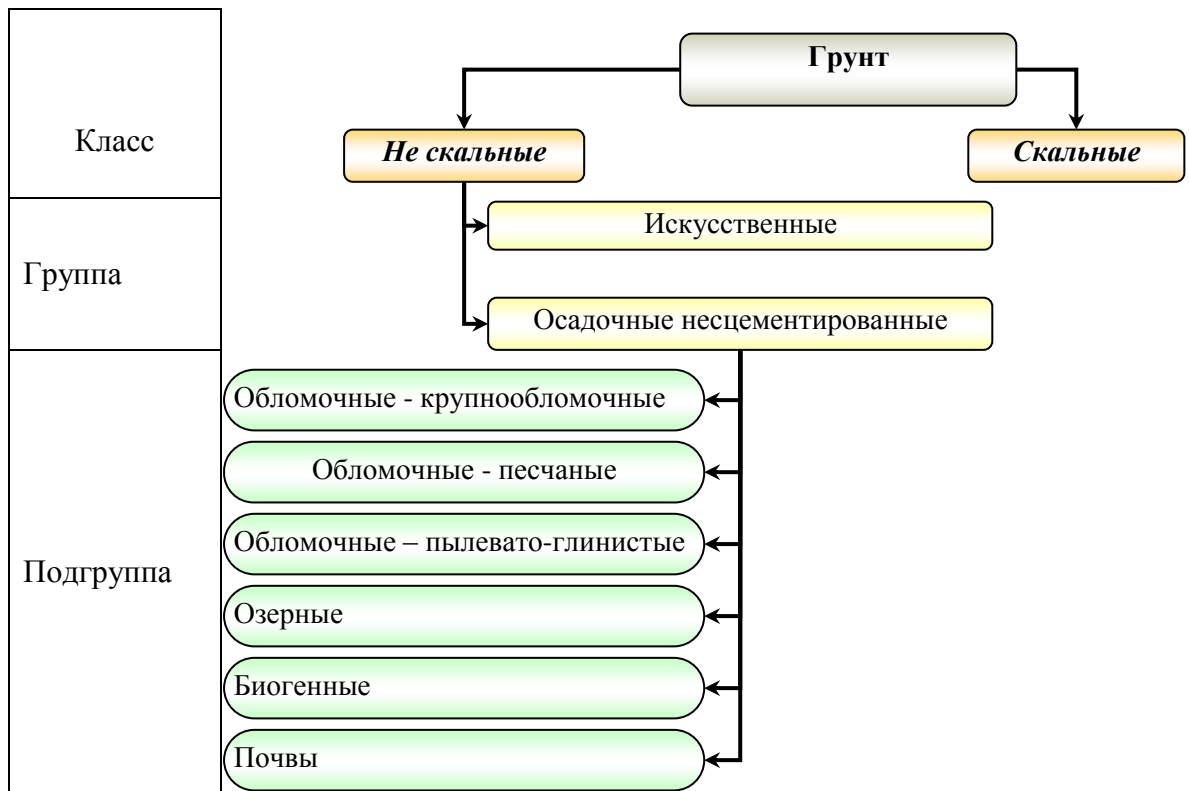


Рис.3.6. Краткая классификация грунтов по СТБ 943-2007

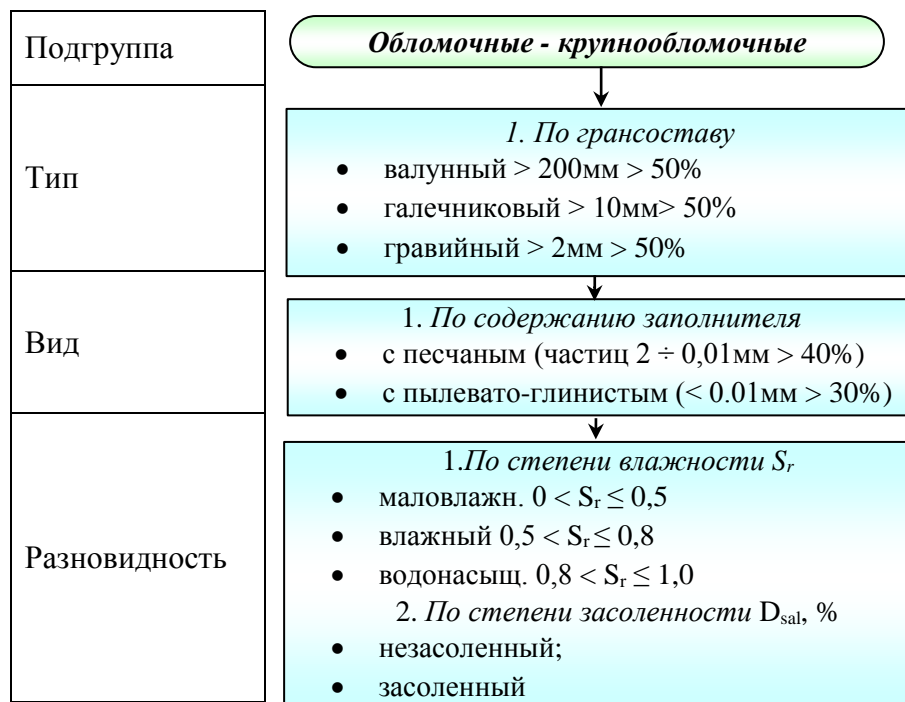


Рис.3.7. Краткая классификация обломочно-крупнообломочных грунтов по СТБ 943-2007

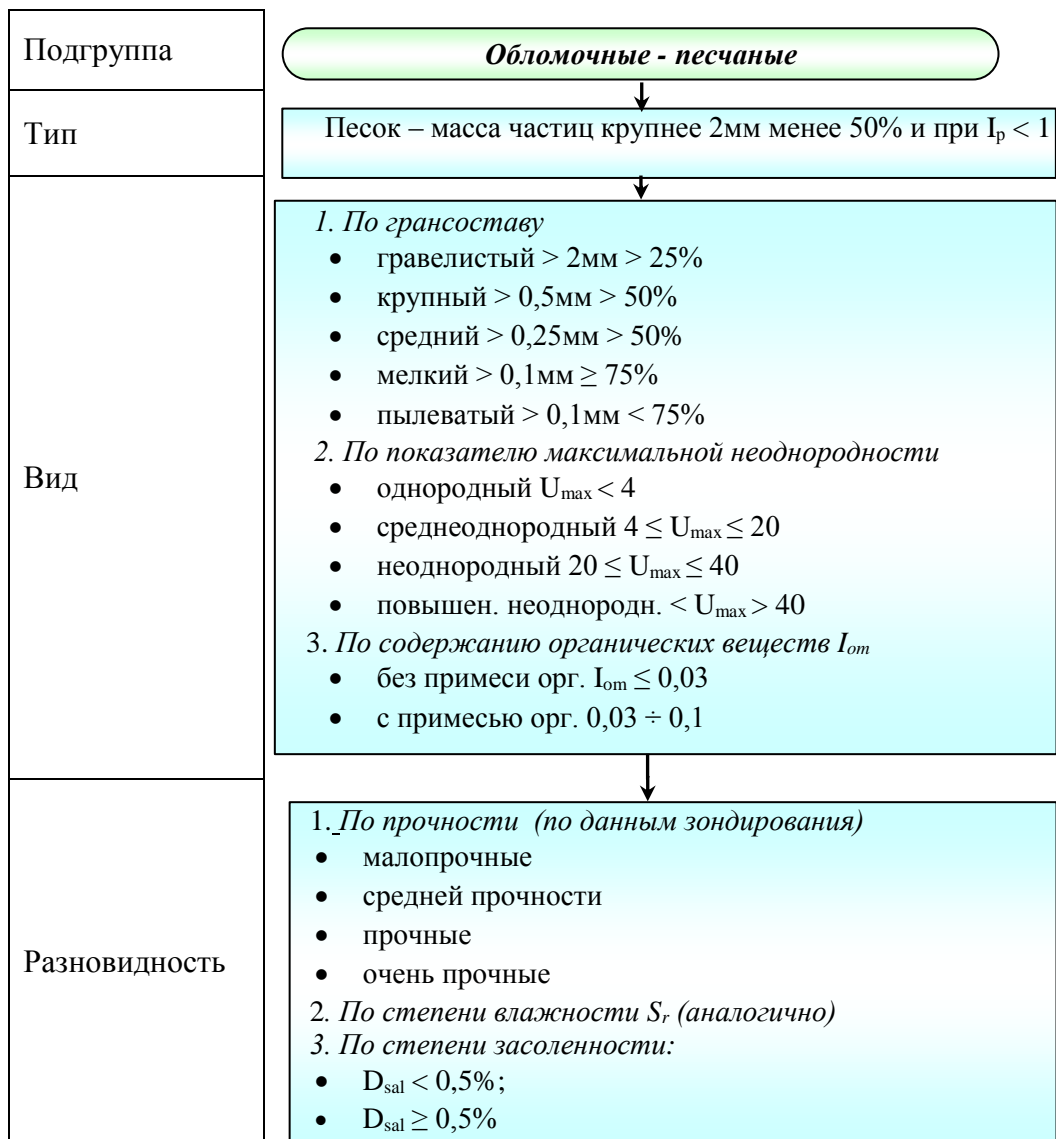


Рис.3.8. Краткая классификация обломочно-песчаных грунтов по СТБ 943-2007

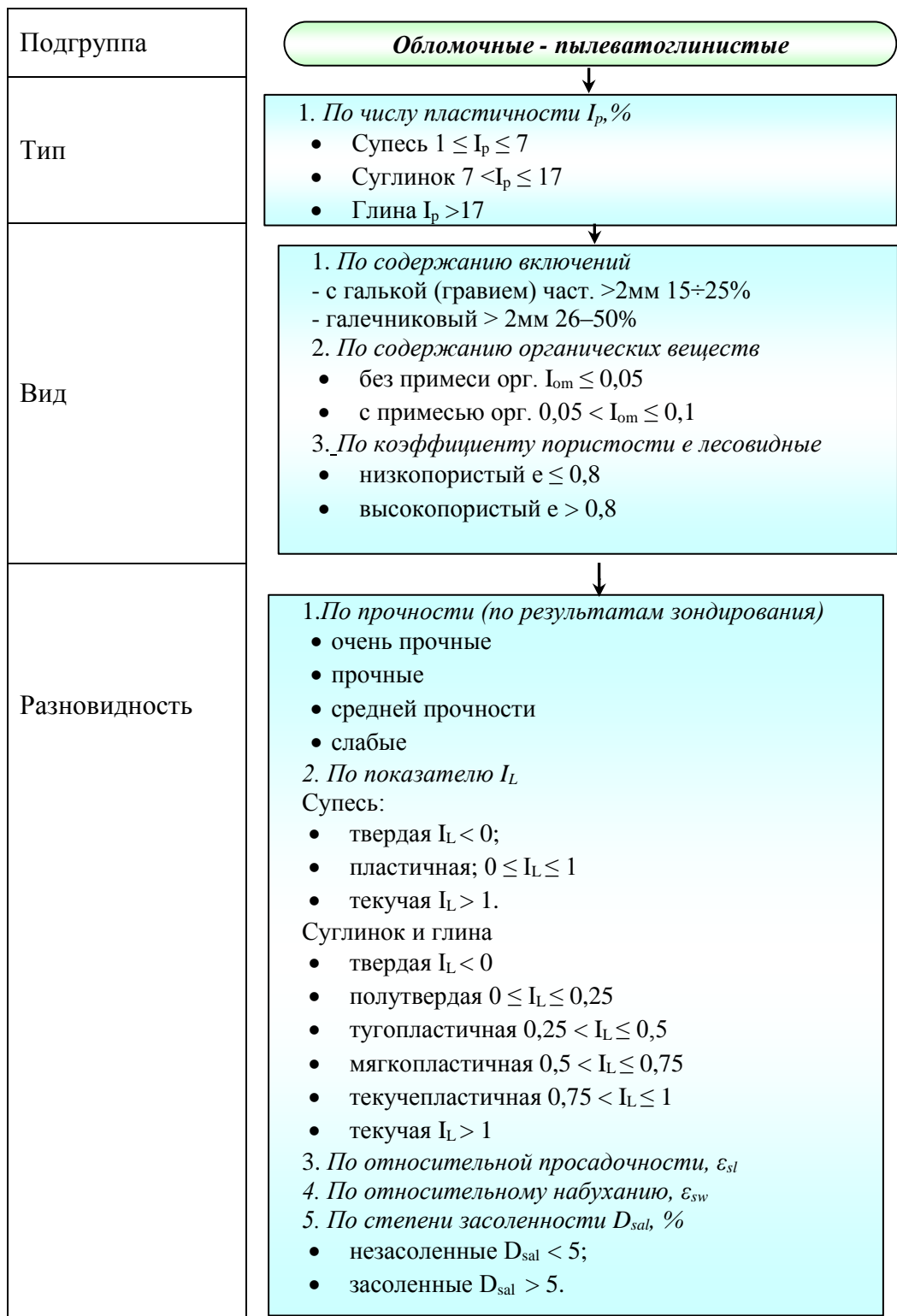


Рис.3.9. Краткая классификация обломочных пылевато-глинистых грунтов по СТБ 943-2007

Вопросы для самоконтроля

1. Что отражают характеристики состояния?
2. Дайте определение основным характеристикам физического состояния?
3. Дайте определение расчетным характеристикам физического состояния?
4. Какие лабораторные методы определения физических характеристик Вы знаете?
5. По каким признакам определяются тип, вид и разновидность грунтов?

4. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

4.1 Связь физических и механических характеристик грунтов

Фундаменты зданий и сооружений оказывают различное силовое воздействие на грунтовое основание. Эти силовые воздействия вызывают определенные деформации в грунтовом массиве, степень развития которых зависит от направления и интенсивности внутренних усилий (напряжений) в грунте, а также от механических свойств грунтов. Механические свойства грунтов оцениваются при помощи механических характеристик.

Под *механическими* характеристиками в механике грунтов подразумеваются *прочностные* и *деформационные* свойства грунта. Эти свойства играют первостепенную роль в обеспечении надежной работы грунта как основания зданий и сооружений, позволяет определить предельные нагрузки на основание и рассчитать его деформацию.

Прочностные свойства грунта – характеризуют силы сопротивления грунта сохранять свой первоначальный объем и форму без признаков разрушения при действии на него внешних силовых воздействий.

Деформационные свойства грунта характеризуют способность грунта изменять объем и форму по мере преодоления сил сопротивления.

Прочностные и деформационные свойства грунта зависят от целого ряда факторов, среди которых в первую очередь необходимо выделить его физическое состояние.

Действительно более рыхлые породы, как правило, имеют меньшую прочность и большую деформативность. И, наоборот, с уменьшением пористости грунта наблюдается улучшение его механических свойств. Значительное влияние на свойства грунта также оказывает его влажность. Увеличение влажности грунта влечет за собой снижение прочностных свойств грунта.

Такое влияние физических свойств грунта на его прочность и деформативность обуславливается особенностями дисперсной среды, какой является грунтовая порода.

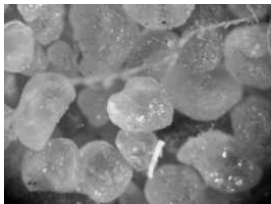
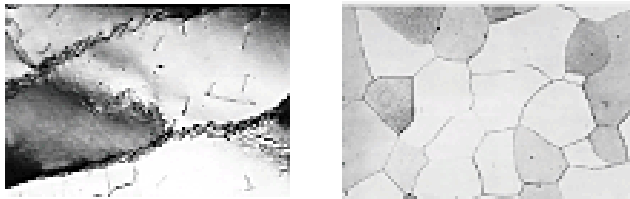
4.2 Особенности механических свойств дисперсных тел

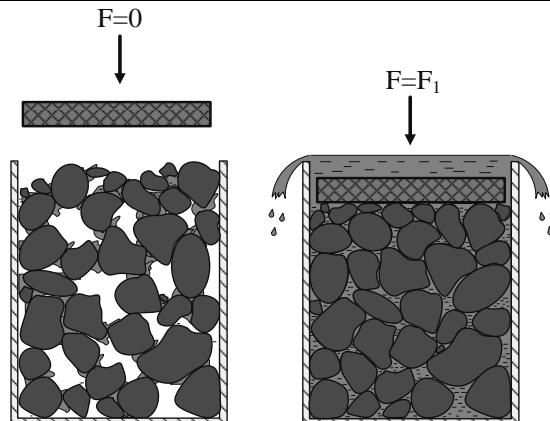
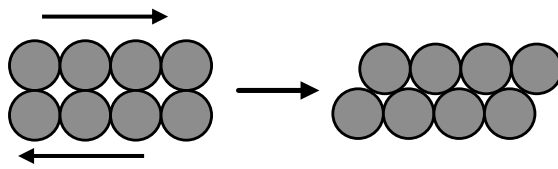
Как уже неоднократно отмечалось выше, грунты представляют собой дисперсные, мелкораздробленные породы, образовавшиеся из твердых скальных пород в ходе физического и химического выветривания. Другими словами грунт это «останки» твердых пород, разрушенных природой. Это и обуславливает ряд существенных особенностей грунтовой среды, отличающей ее от сплошных твердых тел.

Исследуем особенности свойств дисперсной среды в сопоставлении со свойствами сплошных твердых тел. В таблице 4.1 приведен краткий сравнительный анализ свойств дисперсных сред и сплошных тел:

Таблица 4.1

Отличительные особенности дисперсной грунтовой среды

Дисперсная грунтовая среда	Твердое тело
1	2
<p>Трехфазная среда, состоящая из мелкораздробленных минеральных частиц различного диаметра, а также воды и газа</p>  <p><i>Механические свойства грунта зависят от характеристик физического состояния грунта, т.е. от количественного соотношения твердой, жидкой и газообразной фазы.</i></p>	<p>Сплошная среда из молекул, собранных в кристаллические зерна</p>  <p>Жидкая и газообразная фаза практически отсутствуют</p>
<p>Вода оказывает существенное влияние на свойства грунта, может находиться в свободном и связанном состоянии. Вода может совершать движение через поры грунта. <i>Поэтому при исследовании грунтов необходимо знать, что происходит в это время с поровой водой и как это отражается на процессе деформирования грунта.</i></p>	<p>Вода находится в основном в химически связанном состоянии и не оказывает существенного влияния на механические свойства материала.</p>
<p>Деформирование дисперсной среды происходит за счет смещения минеральных частиц грунта относительно друг друга. <i>Деформативность грунта в 1000 и более раз больше чем деформативность минералов из которых состоят частицы грунта.</i></p>	
1	2

	<p>Деформации происходят в результате деформирования кристаллической решетки.</p>
<p>Деформирование дисперсной среды происходит при преодолении сил сопротивления, которые обуславливаются наличием структурных связей и сил трения между частицами грунта. Поэтому прочностные свойства грунта зависят от прочности структурных связей и величины сил трения по границам контакта частиц друг с другом.</p> 	<p>Прочностные свойства сплошного тела зависят от прочности межмолекулярных связей в кристаллической решетке материала.</p>
<p>Грунт как дисперсная среда обладает свойством изменять объем при деформациях формоизменения (явление дилатансии и контракции) То есть в грунтах при сдвиге может произойти изменение первоначального объема образца</p>	<p>Свойством дилатансии сплошные тела не обладают</p>

Особенности свойств грунтов диктуют необходимость особого подхода при изучении их механических свойств, определении прочностных и деформационных характеристик и, конечно же, при выводе основных закономерностей.

При этом, чем полнее учитываются особенности свойств грунтов как дисперсной среды, тем точнее можно предсказать поведение грунта при внешних силовых воздействиях.

4.3 Основные закономерности классической механики грунтов

Расчет оснований и фундаментов выполняется с использованием законов механики грунтов, которые, как правило, формулируются на основании анализа результатов экспериментальных исследований. Законы 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*.

Первые такие зависимости были сформулированы на заре становления механики грунтов в 18, 19 веках. По мере развития этой области науки законы совершенствовались, полнее учитывались особенности грунтов как дисперсных сред и соответственно точнее становились расчеты.

Тем не менее, основные положения, сформулированные основателями механики грунтов, остались справедливыми и в наше время и фактически лежат в основе так называемой *классической* механики грунтов.

Основные законы и закономерности классической механики грунтов, свойства которые они описывают, показатели, характеризующие механические свойства сведены в таблице 4.2.

Таблица 4.2

Основные закономерности механики грунтов

Свойство	Закон	Показатели	Применение
1. Деформационные свойства	Закон уплотнения	m_v - коэффициент относительной сжимаемости; E_0 - модуль общих деформаций	При расчёте оснований по деформациям
2. Прочностные свойства	Закон Кулона	φ - угол внутреннего трения; c - удельное сцепление	При определении критических нагрузок на основания
3. Водопроницаемость	Закон Дарси	k_f - коэффициент фильтрации; c_v - коэффициент консолидации	Расчёт осадок основания во времени

4.4 Сжимаемость грунтов

Деформирование грунтов оснований в общем случае сопровождается сложными изменениями объема и формы грунтовой среды в результате упругих деформаций зерен грунта и смещение их относительно друг друга. Упругие деформации минеральных частиц очень малы и существенного влияния на процесс деформирования грунта не оказывают.

Деформирование грунтов происходят в первую очередь за счет смещения (перекатывания) частиц относительно друг друга.

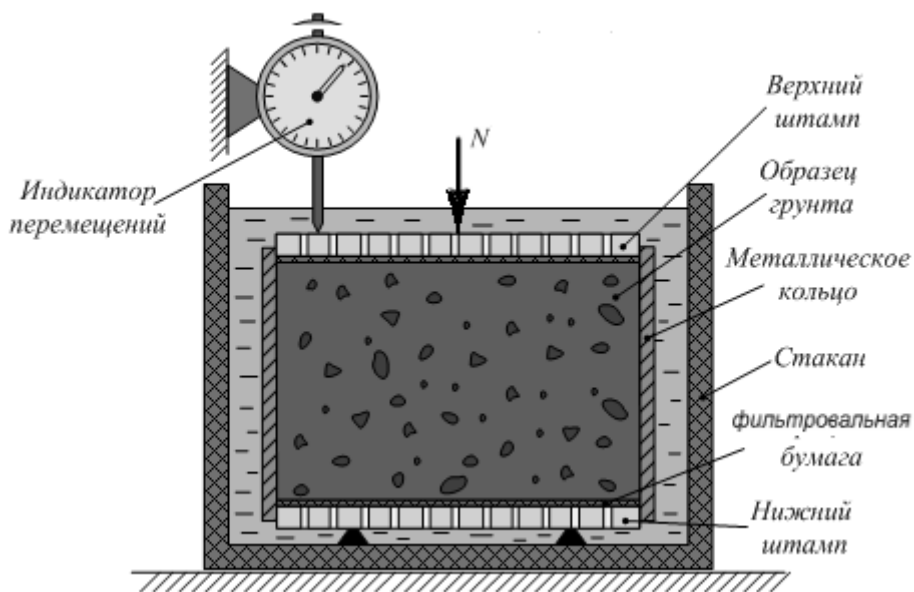
Сжимаемость грунтов – свойство грунтов изменять свой первоначальный объём за счёт перекомпоновки частиц и уменьшения пористости.

Условия испытания грунта в компрессионном приборе

Исследование сжимаемости грунта производится в компрессионных приборах, называемых одометрами. Схема одометра приведена на рис.4.1



а)



б)

Рис.4.1. Компрессионный прибор: а) общий вид; б) принципиальная схема прибора

Испытание грунта в компрессионном приборе характеризуется следующими условиями:

- Кольцо, в которое помещается образец, имеет достаточную жесткость и поэтому грунт деформируется при невозможности боковых перемещений.

- Собственные деформации частиц очень малы и ими можно пренебречь.
- Избыточная вода в грунте свободно выдавливается из пор и удаляется через отверстия в штампах.
- Объём твёрдых частиц в объеме образца не изменяется (вынос мелкодисперсных частиц вместе с избыточной поровой водой не учитывается).

Изменение пористости грунта при компрессионном уплотнении

Рассмотрим, как изменяется пористость грунта при его уплотнении в компрессионном приборе. Обозначим первоначальную высоту образца через h . При сжатии образца нагрузкой величиной N_i поверхность образца смещается на величину S_i , рис.4.2.

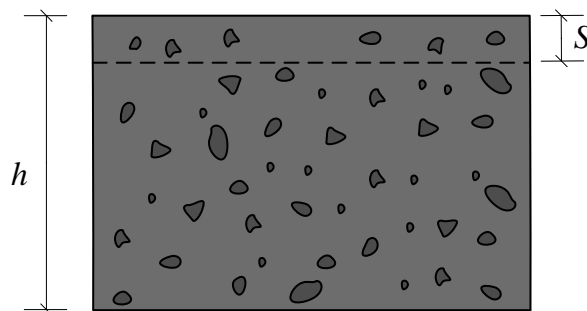


Рис.4.2. Схема деформирование образца грунта в компрессионном приборе

Уменьшение объема образца происходит за счет уменьшения объема пор.

$$\Delta n_i = \frac{S_i \cdot A}{h \cdot A} = \frac{S_i}{h}, \quad (4.1)$$

где $p_i = \frac{N_i}{A}$ -вертикальные сжимающие напряжения в образце грунта;

A - площадь поперечного сечения образца.

Тоже через коэффициент пористости:

$$e_i = e_0 - \Delta e_i = e_0 - \frac{\Delta n_i}{m'},$$

где e_i – коэффициент пористости;

e_0 – начальный коэффициент пористости грунта;

Δe_i – изменение коэффициента пористости;

m' - объем твердых частиц в единице объема.

$$e_i = e_0 - \frac{1}{m'} \cdot \frac{S_i}{h} \quad (4.2)$$

Учитывая, что $m' = \frac{1}{1 + e_0}$, получим:

$$e_i = e_0 - (1 + e_0) \cdot \frac{S_i}{h} \quad 4.3)$$

Формула (4.3) позволяет оценить изменение пористости грунта по мере его уплотнения.

Компрессионная кривая

В результате испытаний грунта в одометре при постепенном увеличении N_i можем построить компрессионную кривую.

Компрессионная кривая – график изменения коэффициента пористости грунта с изменением уплотняющего давления.

Примерный вид компрессионной кривой приведен на рис.4.3.

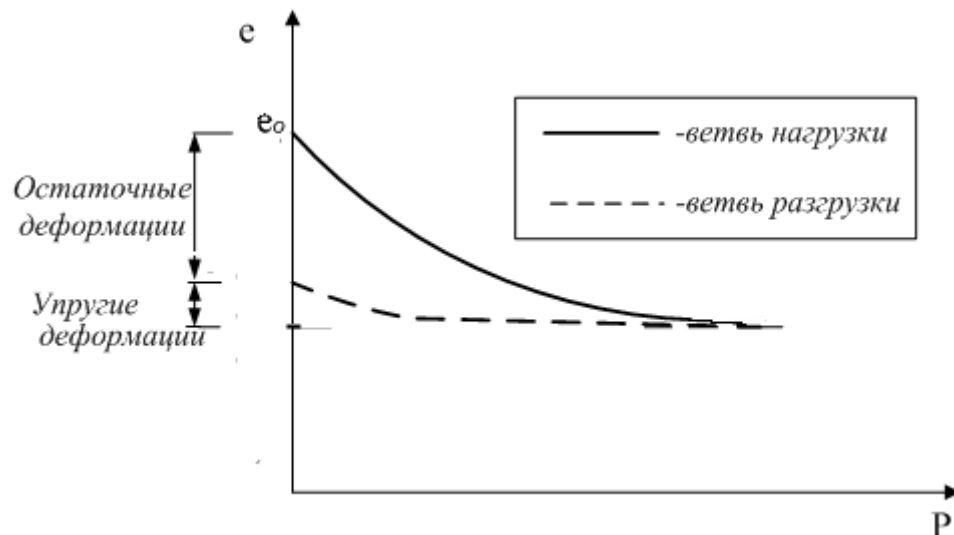


Рис.4.3. Общий вид компрессионной кривой

Анализ характера изменения коэффициента пористости грунта при изменении уплотняющего давления позволяет сделать два важных вывода:

- С увеличением уплотняющего давления (p_i) коэффициент пористости (e_i) уменьшается. При этом зависимость e_i-p_i имеет криволинейное очертание.
- Остаточные деформации уплотнения значительно больше упругих.

Кроме того, многие грунты обладают так называемой структурной прочностью. В этом случае общий вид компрессионной кривой будет иметь вид, рис.4.4.

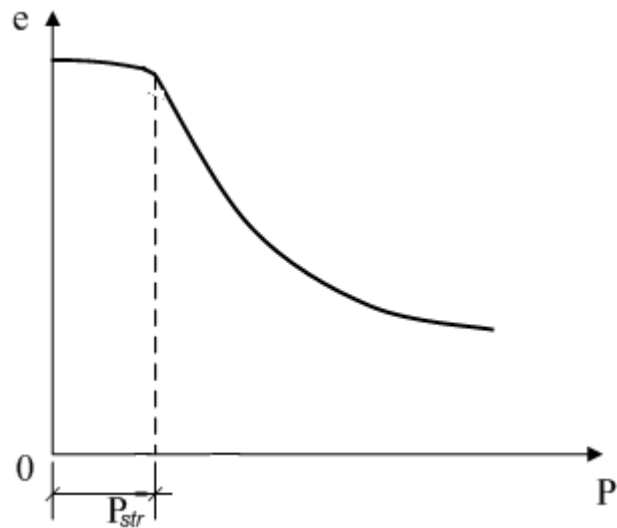


Рис.4.4. Компрессионная кривая с учетом структурной прочности грунта

Структурная прочность обуславливается наличием жестких кристаллических связей между частицами грунта. Уплотнение грунта в этом случае происходит лишь после разрушения этих связей.

Компрессионная кривая может быть так же построена в логарифмических координатах, рис.4.5.

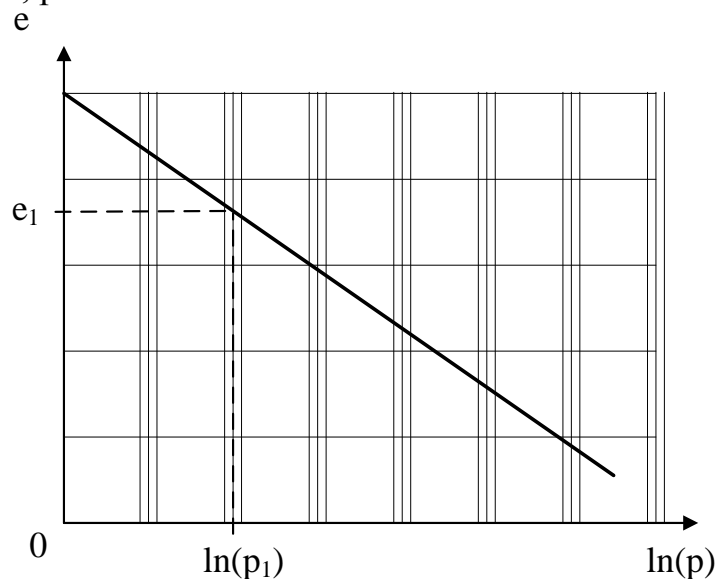


Рис.4.5. Компрессионная кривая в логарифмических координатах

В этом случае она представляет собой практически прямую линию и уравнение данной кривой можно записать в виде:

$$e_i = e_0 - a_k \cdot \ln(p_i), \quad (4.4.)$$

где a_k - коэффициент компрессии.

Однако применение в расчетах логарифмической зависимости процесса уплотнения грунта от нагрузки приводит к значительному усложнению расчетных моделей и по этому данное представление компрессионной кривой не нашло широкого практического применения.

Закон уплотнения

Как уже отмечалось выше, уплотнение грунта при увеличении нагрузки происходит по нелинейному закону. С целью упрощения расчетных моделей криволинейный характер зависимости e_i-p_i можно аппроксимировать прямой линией, рис.4.6. При определенном ограничении сжимающих напряжений погрешность данного допущения не окажет существенного влияния на результаты расчета грунтовых оснований.

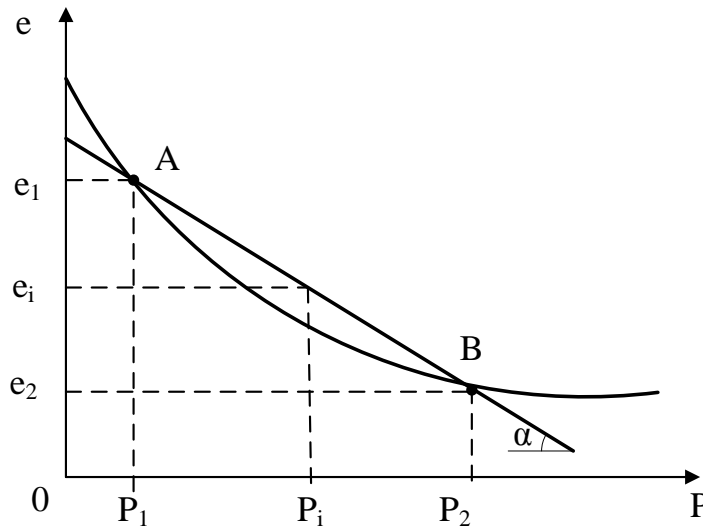


Рис.4.6. Аппроксимирование компрессионной кривой

Математическое представление прямой будет иметь вид:

$$e_i = e_0 - P_i \cdot \operatorname{tg}(\alpha), \quad (4.5)$$

Обозначим $m_0 = \operatorname{tg}(\alpha)$. Тогда:

$$e_i = e_0 - m_0 \cdot P_i, \quad (4.6)$$

где m_0 - *коэффициент сжимаемости*, определяемый экспериментально по графику.

$$m_0 = \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1} \quad (4.7)$$

Используя уравнение (4.3), получим:

$$m_0 \cdot P_i = (1 + e_0) \cdot \frac{S_i}{h} \quad (4.8)$$

$$\frac{m_0}{e_0 + 1} = \frac{S_i}{P_i \cdot h},$$

или

$$\boxed{S_i = m_v \cdot P_i \cdot h} \quad (4.9)$$

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e_0}, \quad (4.10)$$

где m_v - *коэффициент относительной сжимаемости*.

Уравнение (4.9) можно представить через относительные деформации образца грунта ε_i .

$$\varepsilon_i = \frac{S_i}{h} = m_v \cdot P \quad (4.11)$$

Обобщая вышесказанное можно сформулировать закон уплотнений:

Закон уплотнения - в ограниченных диапазонах нагрузок изменение коэффициента пористости есть функция первой степени уплотняющего давления

4.5 Компрессионная зависимость при объёмном сжатии

В общем случае уплотнение грунтов происходит под действием не только нормального давления $\sigma_z = P$, но и под действием других компонентов тензора напряжений, рис.4.7.

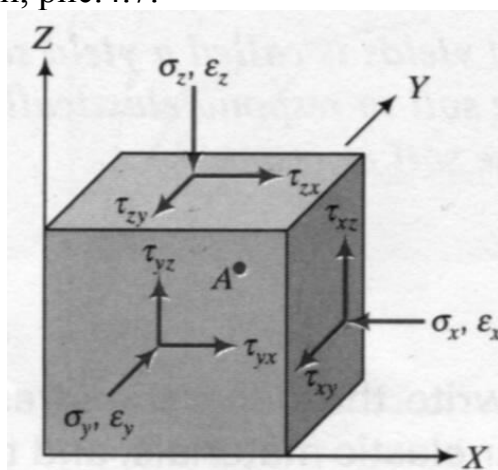


Рис.4.7. Общий случай напряженного состояния элементарного объема грунта

Так как образец грунта в компрессионном приборе находится в условиях невозможности боковых деформаций, будет справедливо следующее соотношение:

$$\sigma_z = P, \sigma_x = \sigma_y, \varepsilon_x = \varepsilon_y = 0 \quad (4.12)$$

Согласно обобщённому закону Гука:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_0} - \frac{\nu}{E_0} \cdot (\sigma_z + \sigma_y),$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E_0} - \frac{\nu}{E_0} \cdot (\sigma_x + \sigma_z),$$

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E_0} - \frac{\nu}{E_0} \cdot (\sigma_x + \sigma_y),$$

С учетом соотношения (4.12) получим:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot P = \xi_0 \cdot P$$

где $\xi_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$ – коэффициент бокового давления.

Найдем сумму нормальных напряжений θ :

$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 2 \cdot \xi_0 \cdot P + P$$

$$P = \frac{\theta}{1 + 2 \cdot \xi_0} \quad (4.13)$$

Подставив (4.7) в (4.6) получим

$$e_i = e_0 - m_0 \cdot \frac{\theta}{1 + 2 \cdot \xi_0} \quad (4.14)$$

Таким образом, при объемном сжатии пористость грунта определяется суммой главных напряжений. Этот вывод носит название *принципа гидроемкости грунта*.

Принцип гидроемкости - изменение коэффициента пористости грунтовой массы в данной точке может произойти лишь с изменением суммы нормальных напряжений.

4.6 Модуль общих деформаций и методы его определения

Физический смысл

При изучении напряженно-деформируемого состояния грунта в сложных условиях (в каких находится грунт оснований реальных зданий и сооружений) в качестве деформационной характеристики грунта применяют модуль общих деформаций E_0 и коэффициент бокового расширения ν (коэффициент Пуассона).

Не следует путать модуль общих деформаций с модулем упругости (модулем Юнга). Грунт, как уже известно, не является упругой средой, и остаточные деформации значительно превышают упругие. Параметр E_0 учитывает и упругие деформации и остаточные при условии, что грунт испытывает только однократное нагружение сжимающей нагрузкой.

Модуль общих деформаций – деформационная характеристика грунта, обобщенно учитывающая упругие и остаточные деформации при однократном нагружении грунтового основания сжимающей нагрузкой.

Определение E_0 по данным компрессионных испытаний

Используя обобщенный закон Гука и учитывая условия испытания грунта в компрессионном приборе можно вывести зависимость между модулем общих деформаций E_0 и коэффициентом относительной сжимаемости m_v . Как уже отмечалось выше:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E_0} - \frac{\nu}{E_0} \cdot (\sigma_x + \sigma_y)$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot P = \xi_{s0} \cdot P \quad \sigma_z = P$$

По компрессионной кривой ранее мы определили:

$$\varepsilon_z = m_\nu \cdot P$$

Тогда:

$$m_\nu \cdot P = \frac{P}{E_0} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \right), \quad \text{где } \beta = 1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1-\nu}$$

Откуда:

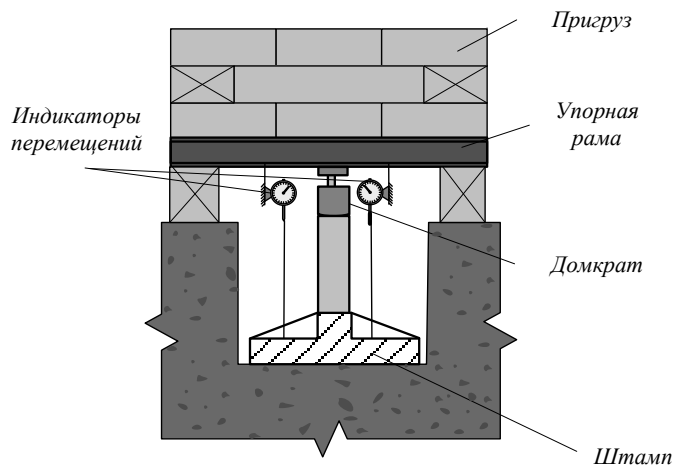
$$E_0 = \frac{\beta}{m_\nu} \quad (4.8)$$

Следует отметить, что модуль общих деформаций грунта E_0 , полученный по данным компрессионных испытаний, существенно отличается от фактического (в сторону занижения). Поэтому данные компрессионных испытаний используются лишь для качественной оценке деформационных свойств грунтов оснований.

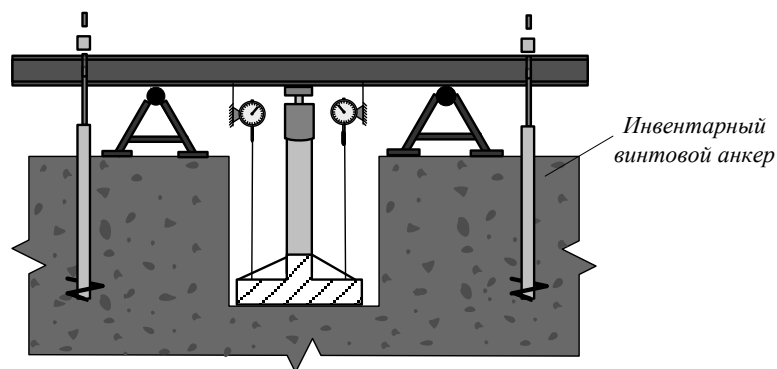
Определение E_0 по данным испытания грунта штампом

Испытание грунта штампом проводят в полевых условиях. 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 испытаний, считаются наиболее достоверными.

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 см²). Схема испытательной установки приведена на рис.4.8.



а)



б)

Рис.4.8. Схема испытания грунтов штампом:
а) с использованием пригруза; б) с использованием анкеров

Нагрузка на штамп создается при помощи гидравлического домкрата. Величина нагрузки контролируется либо при помощи динамометров или по давлению в гидросистеме домкрата. Нагрузку прикладывают ступенями равными 1/10 от предельной. Перемещение (осадку) штампа контролируют при помощи датчиков перемещений с точностью 0,01мм.

Каждая ступень нагрузки выдерживается до наступления условной стабилизации осадок. Величина условной стабилизации определяется по СТБ в зависимости от типа грунта. К примеру, для песков за условную стабилизацию принимается осадка штампа равная 0,1мм за 1 час.

По данным испытаний строится зависимость осадки штампа от нагрузки, рис.4.9.

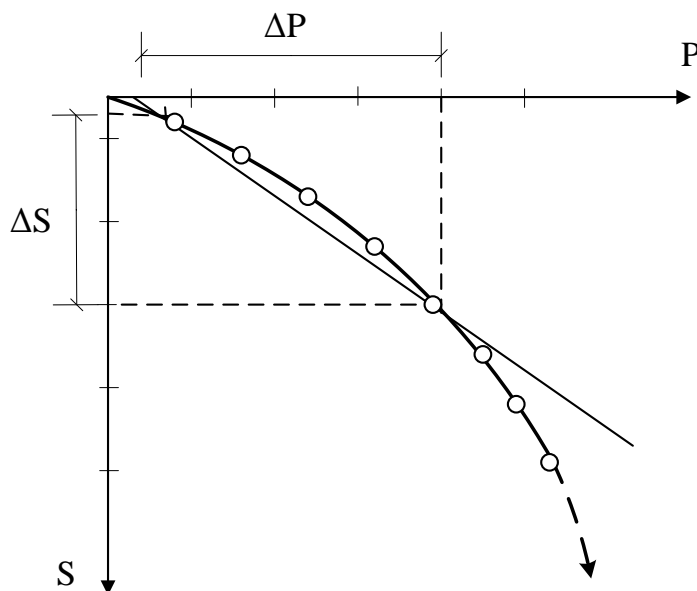


Рис.4.9. График изменения осадки штампа от нагрузки

На полученной кривой выбираются две характерные точки, в пределах которых вычисляется значение модуля общих деформаций E_0 :

$$E_0 = \omega \cdot d \cdot (1 - \nu^2) \cdot \frac{\Delta P}{\Delta S} \quad (5.1)$$

В качестве первой характерной точки, как правило, принимаются величина природного давления грунта на уровне заложения фундамента, в качестве второй характерной точки - расчетное давление под подошвой проектируемого фундамента.

Модуль общих деформаций можно также определить другими методами. Среди них необходимо выделить:

- Испытание грунта в *стабилометре* (прибор трёхосного сжатия);
- Испытание грунта *прессиомером*.

С данными методами определения модуля деформаций грунтов рекомендуется ознакомиться самостоятельно.

Вопросы для самоконтроля

1. Какими параметрами можно охарактеризовать деформационные свойства грунтов?
2. Вследствие каких процессов происходит сжатие (уменьшение объема) грунта под действием внешней нагрузки?
3. Какие основные закономерности и законы рассматриваются в классической механике грунтов?
4. Перечислите условия испытания грунта в компрессионном приборе.
5. Что представляет собой компрессионная кривая, и какие виды компрессионных зависимостей Вы знаете?
6. Сформулируйте закон уплотнения.
7. Перечислите методы определения деформационных свойств грунтов. Какие из них наиболее точные?

5. СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТА СДВИГУ

5.1. Понятие прочности грунта

Как известно из курса сопротивления материалов при определенном уровне внутренних усилий в твердых телах образуются необратимые разрушения в виде трещин, отрыва и сдвига, после чего целое расчленяется на отдельные части. Этот процесс называют *хрупким разрушением*, а уровень внутренних усилий в момент разрушения характеризует *прочность* материала твердого тела.

В некоторых материалах, обладающих высокими вязко-пластическими свойствами (битум, лед), предельные нагрузки приводят к безграничному развитию деформаций образца без видимых нарушений сплошности. Это явление называется *вязкопластическим течением* материала.

Поэтому в общем случае понятие прочности можно сформулировать в виде:

Прочность - свойство материала сопротивляться разрушению или развитию значительных пластических деформаций.

Применительно к грунтам традиционное понятие прочности подходит лишь отчасти. 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 рис 5.1, 5.2 приведены наиболее характерные случаи потери устойчивости грунтового массива.

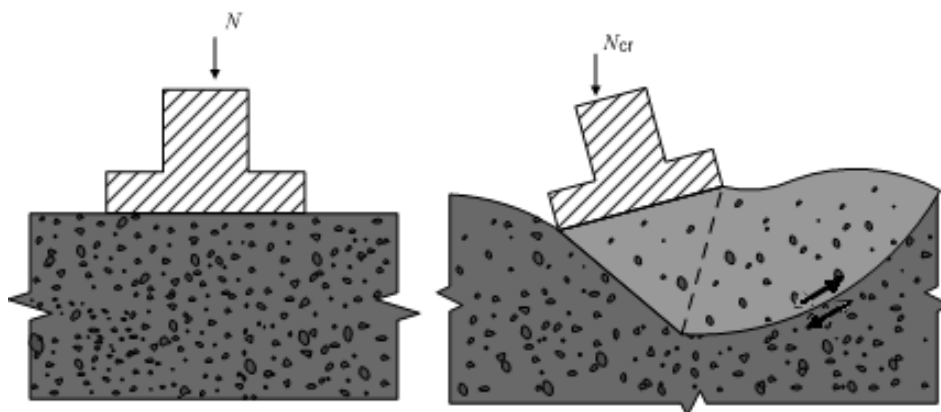


Рис. 5.1. Схема потери устойчивости грунтового основания фундамента

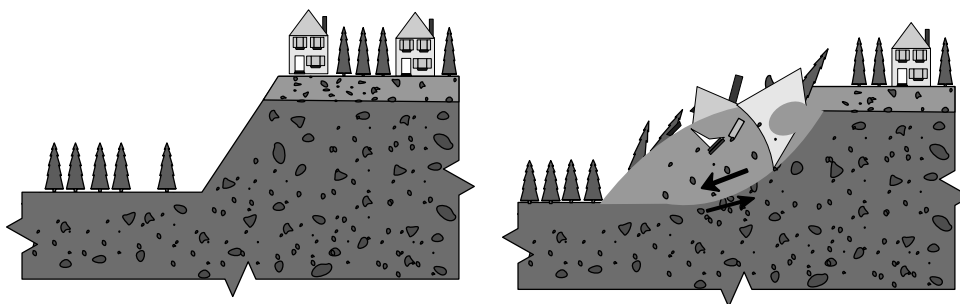


Рис. 5.2. Схема потери устойчивости откоса

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.

5.2. Внутренние силы сопротивления грунта сдвигу

Если грунт представляет собой раздробленную, дисперсную среду, что же обеспечивает его сопротивление сдвигающим усилиям?

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 мелко-раздробленной дисперсной среде сопротивляться воздействию внешних нагрузок и, следовательно, служить надежным основанием зданий и сооружений.

Итак, сопротивление грунта сдвигу обуславливается возникновением между частицами грунта:

- *сил трения* (рис.5.3);
- *и сил сцепления* (рис. 5.4.).

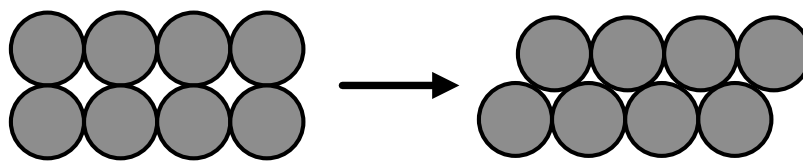


Рис.5.3. Силы трения между частицами грунта

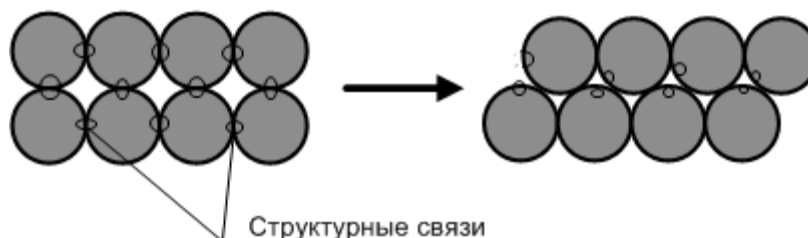


Рис.5.4. Силы сцепления между частицами грунта

Выясним, от чего зависят силы трения и сцепления, какими параметрами их можно охарактеризовать количественно и как эти параметры (характеристики) можно определить в лабораторных и полевых условиях.

5.3. Испытание грунта в приборе одноплоскостного среза

5.3.1. Схема испытания грунта

Исследование прочностных свойств грунта в лабораторных условиях выполняют при помощи сдвигового прибора, принципиальная схема которого приведена на рис.5.5

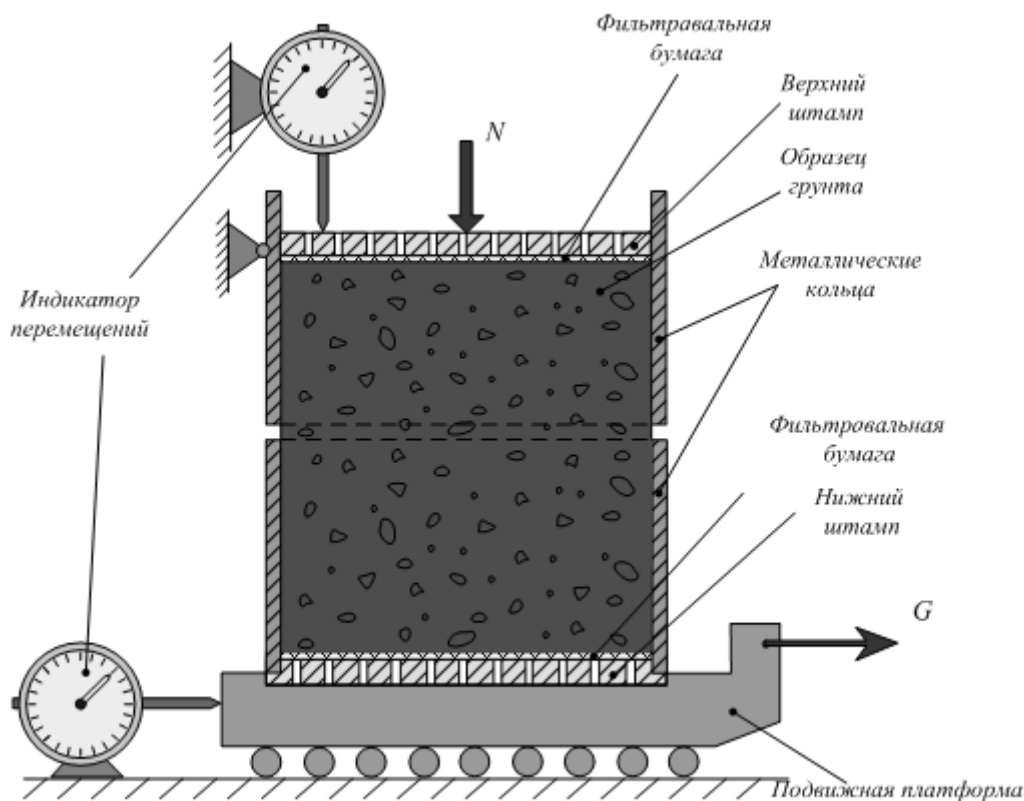


Рис.5.5. Принципиальная схема сдвигового прибора

Основными деталями данного прибора являются:

- неподвижная часть;
- подвижная часть (платформа);
- загружающее устройство для создания обжимающего давления N ;
- загружающее устройство для создания сдвигающего усилия G ;
- индикаторы вертикальных и сдвигающих перемещений.

Испытание грунта производят при постоянной нагрузке N до тех пор, пока одна часть грунта не сдвинется относительно другой на расстояние более 5мм. При этом измеряют максимальное усилие G_{\max} , которое было достигнуто в ходе испытаний.

Нормальные и касательные напряжения в момент сдвига определяются следующим образом:

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (5.1)$$

$$\tau_u = \frac{G_{\max}}{A} \quad (5.2)$$

где τ_u - максимальное касательное напряжение в грунте в момент среза. Испытания повторяют при других значениях обжимающего давления N .

5.3.2. Сопротивление грунта сдвигу для связанных и несвязанных грунтов

В процессе испытаний грунта в сдвиговом приборе строят кривую зависимости $\tau_u(\sigma)$, рис.5.6.

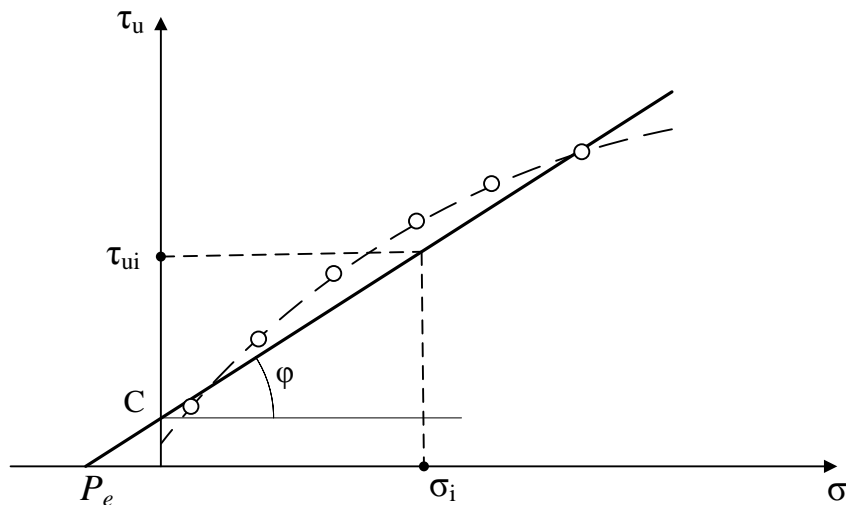


Рис.5.6. Зависимость предельного сопротивления грунта сдвигу от нормального давления для связанных грунтов: • - фактические значения; τ_u - аппроксимирующая прямая.

В целом зависимость $\tau_u(\sigma)$ представляет собой практически прямую линию выходящую из точки c под углом φ к оси абсцисс. Величины c и φ являются параметрами прямой линии и характеризуют силы сцепления и трения.

Параметры c и φ в полной мере отражают прочностные свойства грунта и носят название **прочностных характеристик**.

Уравнение прямой линии с учетом прочностных характеристик можно записать в следующем виде.

$$\tau_u = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \quad (5.3)$$

Значение величин c и φ зависят от многих факторов. Наибольшее влияние на формирование прочностных свойств оказывают гранулометрический состав грунта, характер структурных связей, влажность грунта, окатанность частиц и т.д. Каждый тип, вид, разновидность грунта характеризуется своими прочностными свойствами. Одной из важнейших задач инженерно-геологических изысканий является определение значений c и φ без знания которых невозможно выполнить качественный расчет грунтовых оснований.

Величина p_e (см.рис.5.6) называется давлением связанности. Ее можно определить через прочностные характеристики грунта c и φ :

$$p_e = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi \quad (5.4)$$

В случае, если грунт не обладает связанностью ($c=0$) уравнение 5.3 принимает вид:

$$\tau_u = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (5.5)$$

и кривая предельного сопротивления сдвигу будет выглядеть следующим образом, рис.5.7.

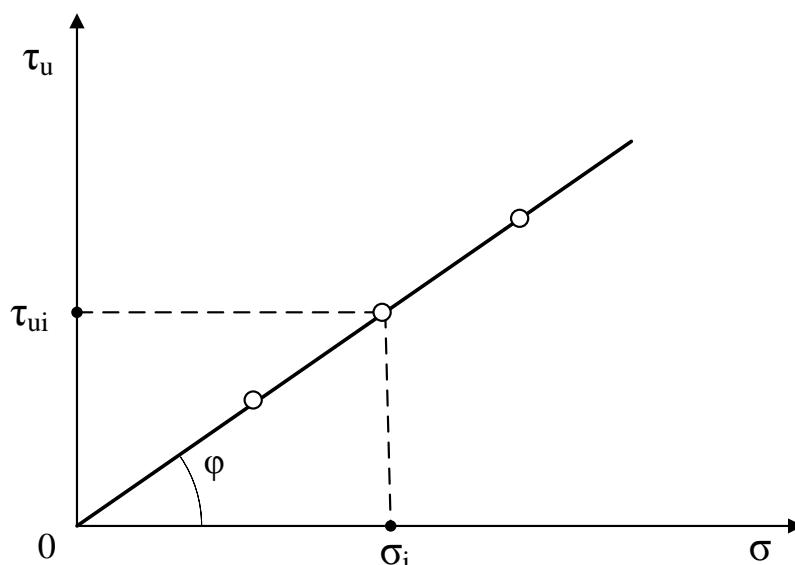


Рис. 5.7. Зависимость $\tau_u(\sigma)$ для несвязанных грунтов

Линейная зависимость между сопротивлением грунта сдвигу и нормальным напряжением носит название закона Кулона. Закон Кулона можно сформулировать в следующем виде:

Предельное сопротивление грунта сдвигу есть функция первой степени нормального напряжения.

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 контроле 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. Условие предельного равновесия в точке

Схема одноплоскостного сдвига (сдвига по фиксированной плоскости) соответствует лишь частным случаям разрушения грунтового основания при потере устойчивости. В общем случае грунт оснований сооружений находится в условиях сложного напряженно-деформируемого состояния, и его устойчивость будет зависеть от всех компонентов тензора напряжений.

Условие прочности грунта при сложном напряженном состоянии можно сформулировать с использованием известной теорией прочности Мора-Кулона.

Допустим, что на грани элементарного объема действуют главные напряжения s_1 s_2 , рис.5.8. По мере увеличения главных напряжений может произойти разрушение элементарного объема с образованием поверхности сдвига под углом α . Нам необходимо определить чему будет равно касательное напряжения (τ_a) на этой площадке и ограничить его предельным сопротивлением грунта сдвигу τ_u , т.е.:

$$\tau_a \leq \tau_u \quad (5.6)$$

Из курса сопротивления материалов известно, что главные напряжения s_1 s_2 связаны с напряжениями на произвольной поверхности α выражениями:

$$\tau_\alpha = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \cos 2\alpha$$

$$\sigma_\alpha = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) - \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \sin 2\alpha$$

В предельном состоянии согласно закону Кулона эти напряжения будут связаны зависимостью:

$$\tau_\alpha = \tau_u = \sigma_\alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \quad (5.7)$$

Тогда положение площадки скольжения можно определить из условия экстремума выражения (5.7) продифференцированного по $\partial\alpha$ и приравненного нулю.

$$\frac{\partial(\tau_\alpha - \sigma_\alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi - c)}{\partial\alpha} = 0 \quad (5.8)$$

Решение уравнения (5.8) будет иметь вид:

$$\alpha_{np} = \pi/4 \pm \varphi/2$$

Таким образом, в предельном состоянии в каждой точке грунтового массива имеются две площадки скольжения, расположенные под углом

$\pi/4 - \varphi/2$ к линии действия максимального и $\pi/4 + \varphi/2$ - минимального главного напряжения, рис.5.8.

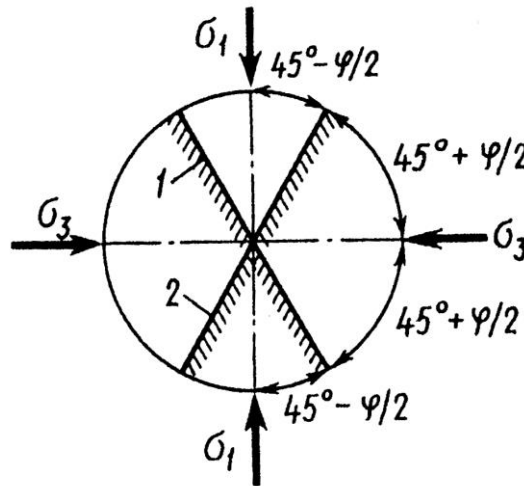


Рис.5.8. Положение площадок скольжения в предельном состоянии

Для того, чтобы установить зависимость между главными напряжениями и прочностными свойствами грунта воспользуемся кругами Мора, рис.5.8. Как известно круг Мора представляет собой график зависимости между нормальными и касательными напряжениями σ и τ . Круг Мора строится по главным напряжениям σ_1 , σ_2 и позволяет графически определить значение нормальных и касательных напряжений при любом угле наклона площадки скольжения α .

На том же графике построим кривую предельного сопротивления грунта сдвигу Кулона. Понятно, что в предельном состоянии условие (5.6) будет справедливым тогда, когда прямая Кулона станет касательной к кругу Мора.

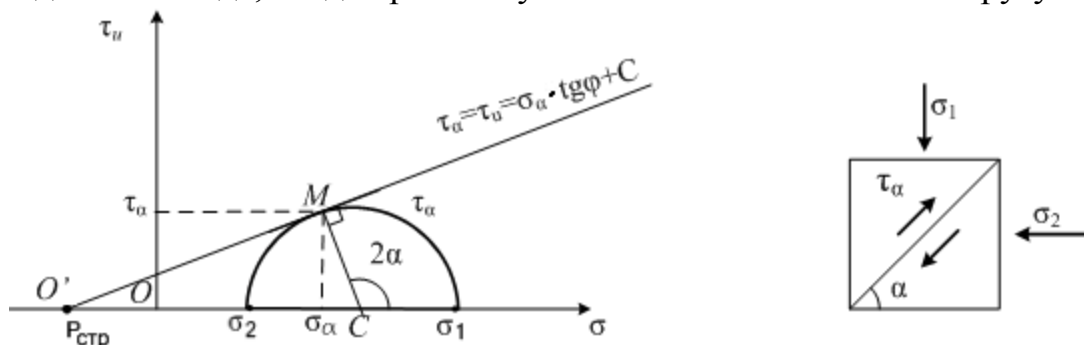


Рис. 5.8. К определению условия предельного равновесия в точке

В этом случае можно записать:

$$\tau_\alpha = c + \sigma \cdot \text{tg} \varphi \quad (5.7)$$

Рассмотрим треугольник $O'MC$. Так как он прямоугольный запишем:

$$\sin \varphi = \frac{CM}{O'C} = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}}{p_c + \sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}}, \quad (5.8)$$

или

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi + \sigma_1 + \sigma_2}. \quad (5.9)$$

Если грунт не обладает связанностью (идеально сыпучие грунты, $c=0$) выражение (5.9) примет вид:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}, \quad (5.10)$$

Полученные выражения (5.9), (5.10) представляют собой **уравнения равновесия в точке грунтового массива** для связанного и идеально сыпучего грунта соответственно.

Данные уравнения позволяют определить максимально возможный уровень напряженного состояния грунта при превышении которого в элементарном объеме образуется поверхность сдвига и, следовательно, происходит его «разрушение».

5.6. Методы определения прочностных свойств грунта

5.6.1. Преимущества и недостатки лабораторных и полевых методов исследования свойств грунтов

Для изучения прочностных свойств грунта разработан ряд *лабораторных* и *полевых* методов, каждый из которых имеет свои преимущества и недостатки.

Наиболее достоверными методами, позволяющими получить прочностные свойства грунта ненарушенной структуры, считаются полевые методы исследования. В этом случае грунт испытывается в местах своего природного залегания в естественных природных условиях. Однако эти методы очень дорогие и трудоемкие и применяются лишь при изучении грунтов оснований наиболее ответственных и уникальных зданий и сооружений.

Полевые методы можно разделить на **прямые**, позволяющие получить свойства грунта посредством прямых измерений внутренних усилий в момент сдвига и **косвенные**. Косвенные методы основываются на установленных (в ходе многочисленных прямых исследований) зависимостях между прочностными свойствами грунта и, к примеру, усилием вдавливания конуса определенных размеров в грунт (пенетрационное зондирование грунтов).

При массовом строительстве исследование прочностных свойств грунтов выполняется как правило в лабораторных условиях. В этом случае исследуются небольшие образцы грунта, отбор, упаковка и хранение которых

должны производиться строго в соответствии с действующими стандартами. Тем не менее, исключить нарушение природной структуры грунтов при сложных процедурах переноса грунта от места природного залегания в лабораторный прибор удается не всегда. Поэтому полученные в ходе лабораторных исследований прочностные характеристики могут отличаться от свойств грунта в природном залегании.

5.6.2. Лабораторные методы

Среди лабораторных методов наибольшее применение нашли следующие виды испытаний грунта:

- Срез грунта по фиксированной плоскости;
- Испытание грунта при простом сжатии;
- Испытание грунта в приборе трехосного сжатия (*стабилометре*).

Срез грунта по фиксированной плоскости

Данный вид испытаний является одним из первых методов определения сопротивления грунта сдвигу. Схема прибора и порядок проведения испытаний рассмотрены выше в разделе 5.2. В странах СНГ и в нашей стране данный вид испытаний фактически является основным, хотя конструкция приборов претерпели значительные усовершенствования.

На рис.5.9 показан сдвиговой автоматический комплекс на базе прибора СД-25, работающего под управлением компьютера.

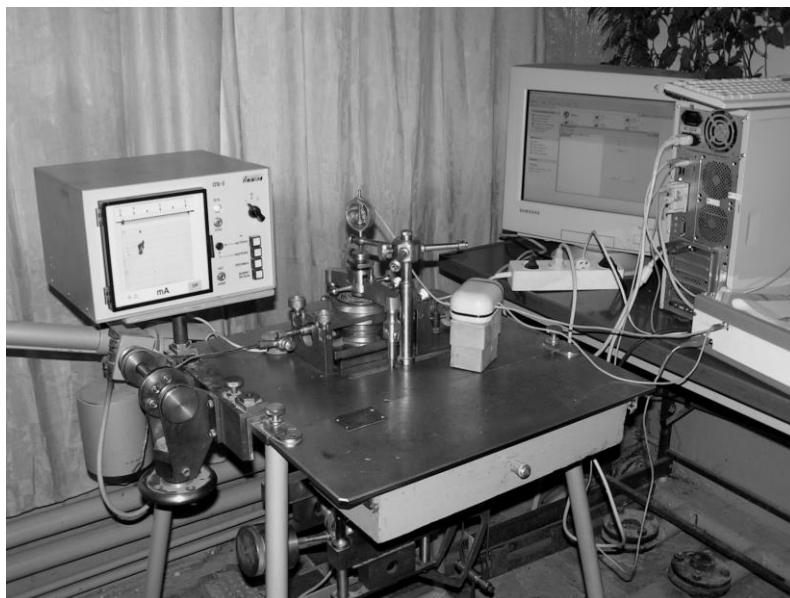


Рис.5.9. Автоматический сдвиговой комплекс

Основным недостатком данного метода является то, что сдвиг в этом случае происходит по фиксированной плоскости, не всегда являющейся самой «слабой» в данном образце. Кроме того, напряженное состояние в сдвиговом приборе не всегда соответствует напряженному состоянию грунта в основании фундамента. В реальных условиях сдвиг по фиксированной плос-

кости соответствует лишь условиям сдвига по плоскости подошвы фундамента.

Совершенствование рассмотренного выше метода испытания привело к созданию прибора кольцевого среза, прибора с перекашиванием образца, рис.5.10.

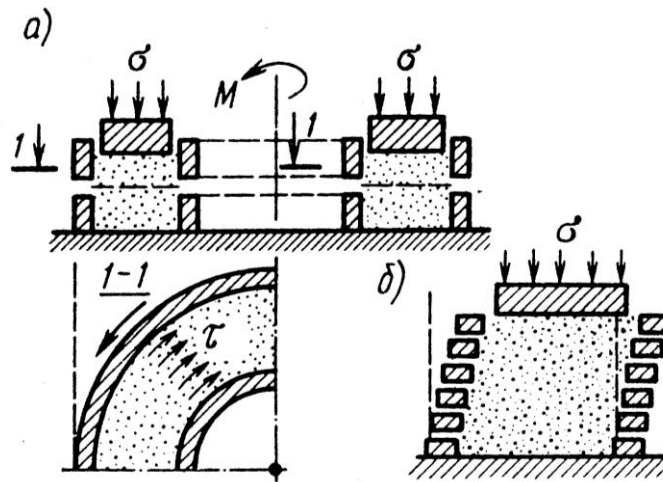


Рис.5.10. Схемы приборов: а)- кольцевого среза; б)- перекашивания образца.

Испытание грунта на сдвиг при простом сжатии

Данный метод применяется для твёрдых и тугопластичных глинистых грунтов силы сцепления которых значительно превышают силы трения. В этом случае из породы грунта вырезается цилиндр определенных размеров, который подвергают простому (не ограниченному с боков) сжатию вертикальной нагрузкой, рис.5.11.

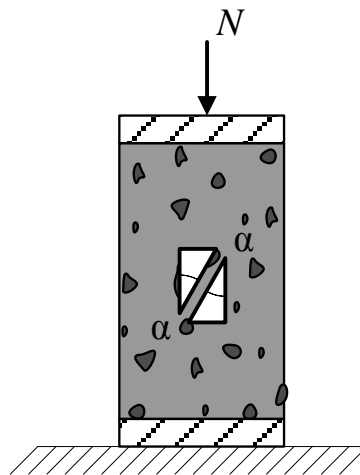


Рис. 5.11. Испытание грунта при простом сжатии

Составим условие равновесия элементарного объема

$$\tau_{\alpha} ds \cdot 1 - \sigma_1 dx \sin \alpha \cdot 1$$

Решение которого позволяет определить максимальное касательное напряжение в образце при известном значении главного сжимающего напряжения σ_1 :

$$\max \tau = \frac{\sigma_1}{2}$$

Полагая $\tau_{\max} = c$, получим:

$$c \approx \frac{\sigma_1}{2}$$

Испытание грунта при трёхосном сжатии

Данный метод позволяет испытывать практически любые грунты в условиях сложного напряженного состояния. Данный вид испытаний впервые предложен советскими учеными (профессорами Г.Б.Яппу и Н.В.Лалетиним) и в настоящее время широко применяется во всем мире.

Прибор, позволяющий смоделировать трехосное сжатие образца грунта, называется ***стабилометром***. Схема прибора приведена на рис.5.12.

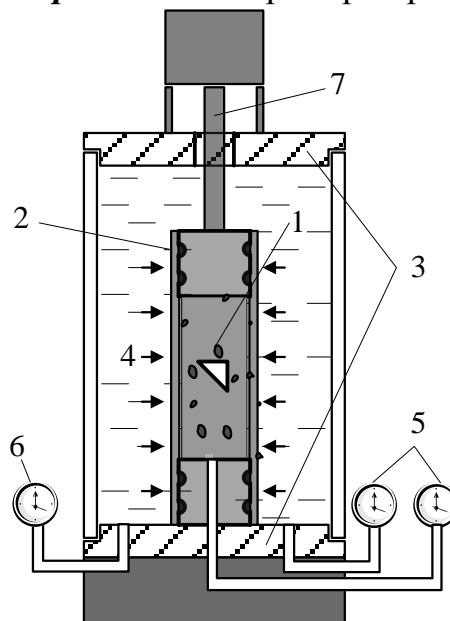


Рис.5.12. Схема прибора для трехосного сжатия:

- 1- цилиндрический образец грунта; 2- резиновая оболочка;
- 3 - верхний и нижний штамп с фильтрующимися прослойками;
- 4 - внутренняя камера прибора, заполненная жидкостью (вода, глицерин) или сжатым воздухом;
- 5- датчики (манометры) для контроля за давление воды в порах грунте;
- 6-датчик (манометр) для контроля давления обжатия образца σ_2 ;
- 7- вертикальный шток сжимаемого устройства, создающего давление σ_1

Общий вид прибора конструкции профессора Болдырева (Россия) показан на рис.5.13.

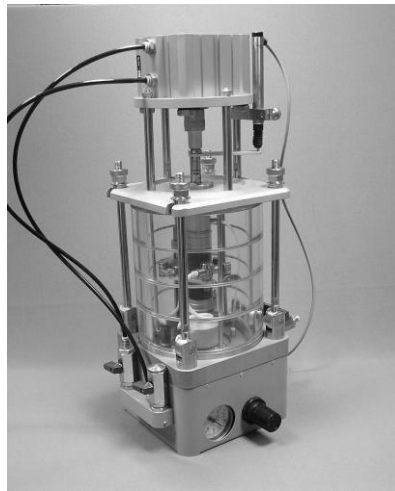


Рис.5.13. Общий вид стабилометра

Различают несколько стандартных методик испытания грунта в стабилометре: консолидированно-дренированные, консолидированно-недренированные, неконсолидированно-недренированные. Каждая из этих методик характеризуется определенными режимами испытаний основные параметры которых подробно прописанные в нормативных документах.

Порядок испытания грунта в стабилометре с некоторыми упрощениями можно представить в следующем виде:

1) Образец грунта цилиндрической формы покрывают резиновой оболочкой и помещают в стабилометр;

2) При помощи гидравлического насоса или путем нагнетания сжатого воздуха в рабочей камере создают давление обжатия $p_1 = \sigma_2 = \sigma_3$;

3) Постепенно увеличивая вертикальную нагрузку N , доводят образец до разрушения. Зная площадь поперечного сечения образца A можно определить напряжение $\sigma_1 = \frac{N}{A}$ в предельном состоянии.

4) Разрушенный образец грунта заменяют на аналогичный и опыт повторяют при другом значении обжимающего давления $p_2 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ определяя максимальное вертикальное напряжение σ'_1 .

5) По полученным значениям главных напряжений σ_1, σ_2 и σ'_1, σ'_2 строят круги Мора, огибающая к которым будет представлять собой кривую предельного состояния грунта Кулона, рис.5.14.

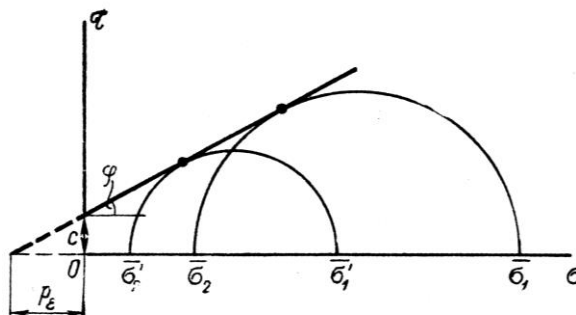


Рис.5.14. Определение прочностных характеристик грунтов по результатам трехосного испытания.

Прочностные характеристики грунта c и ϕ могут быть определены графически.

5.6.3. 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 рис.5.15

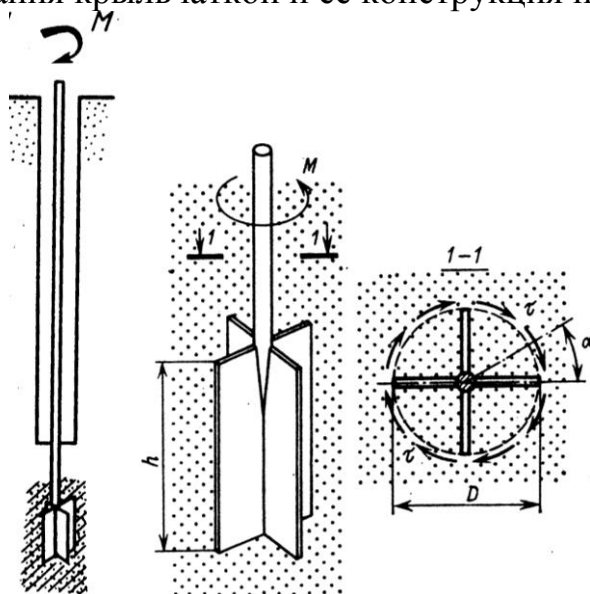


Рис.5.15 Испытание грунта методом вращательного среза

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 τ_u которое можно принять равным удельному сцеплению грунта c :

$$c \approx \tau_{np} = \frac{M_{\max}}{0.5 \cdot \pi \cdot D^2 (h + D/3)} \quad (5.11)$$

Принятые в формуле (5.11) обозначения приведены на рис.5.15.

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, рис.5.16.

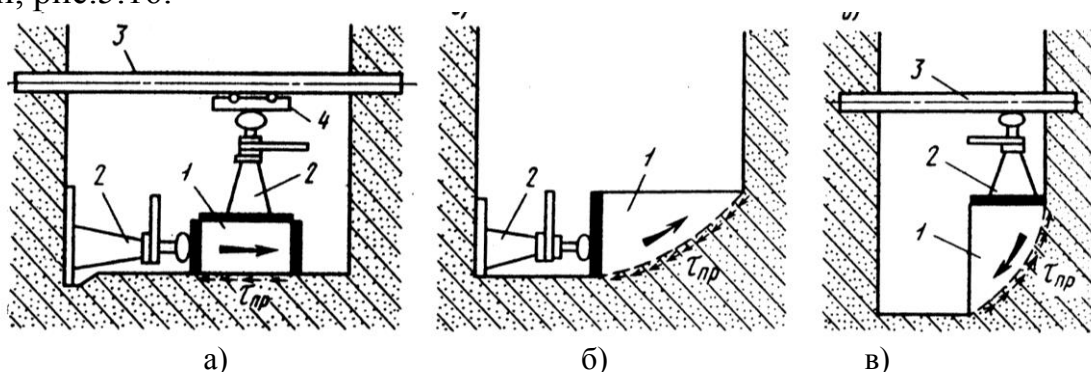


Рис.5.16. Схема испытания целиков грунта в шурфах: 1 – целик грунта; 2 – домкраты; 3 – упорная балка; 4 – каретка для перемещения головки домкрата

Испытав несколько целиков грунта (близнецов) по схеме 5.16-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 (см.раздел 5.3.2)

Выпирая или обрушая целик грунта (рис.5.16-б, в) можно определить лишь общую величину предельного сопротивления сдвига τ_u .

Вопросы для самоконтроля

1. Чем отличается понятия прочности для грунтов и для твердых тел?
2. От чего зависят силы сопротивления грунта сдвигу?
3. Какие характеристики применяются для оценки прочностных свойств грунтов?
4. Нарисуйте зависимость сопротивления грунта сдвигу для связанных и не связанных грунтов.
5. Дайте определение дилатансии и контракции грунтов.
6. Сформулируйте закон Кулона и запишите уравнение Кулона для связанных и не связанных грунтов.
7. Запишите уравнение предельного равновесия Море-Кулона.
8. Перечислите методы определения прочностных характеристик грунтов.

6. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

6.1. Влияние воды в грунте на решение основных задач механики грунтов

Изучение воды в грунте, ее свойств, условий ее распространения и законов движения является одной из важнейших задач механики грунтов. Это обуславливается как влиянием влажности грунта на его механические свой-

ства, так и тем, что процесс уплотнения грунта может происходить только при отжати избыточной влаги из пор грунта деформируемого основания. Скорость этого процесса зависит от скорости движения воды через поры грунта.

Кроме того, в практике строительства существует большое количество задач, связанных с движением воды через грунт. К примеру, определение изменения уровня грунтовых вод при осушении или при подтоплении территории, расчет притока воды в котлован или траншею, расчет дренажных систем, определение величины фильтрационных сил и т.п.

Решение этих задач возможно лишь после изучения характера движения воды через грунты и влияние различных факторов на скорость этого процесса.

Для наиболее полного понимания материала данного раздела необходимо вспомнить, что:

- вода в грунте оказывает существенное влияние на механические свойства;
- вода в грунте может находиться в связанном и свободном состоянии;
- свободная вода может совершать движение через поры грунта;
- деформирование грунтов происходит вследствие уменьшения объема пор, т.е. вследствие его уплотнения.

6.2. Общие случаи движения воды в грунте

В общем случае вода может совершать движение через грунт под действием:

1. **Разности давлений водяного пара.** Как известно давление водяного пара зависит от температуры воздуха. Если в какой-либо воздухосодержащей среде возникает температурный градиент, водяной пар начинает перемещаться в направлении понижения температуры. Грунтовая среда обладает высокой парапроницаемостью и при сезонном колебании температуры у дневной поверхности под действием разности давления водяного пара влага в грунте совершает движение из более глубоких слоев основания к поверхности (к примеру зимнее время).

2. **Сил поверхностного натяжения** (капиллярное движение воды). Поры грунта можно рассматривать как тонкие капилляры, которые, как правило, не замкнуты и соединяются друг с другом. Так как грунт хорошо смачивается водой, действие сил поверхностного натяжения, приводит к движению воды через поры грунта и к поднятию общего уровня грунтовых вод;

3. **Разности осмотического давления связанной воды.** Эта разность возникает в случае, если толщины пленок связанной воды у смежных частиц грунта не одинаковые. Происходит перетекание воды от одной частицы к другой до тех пор, пока толщины плёнок не выровняются;

4. **Под действием разности гидростатических напоров.** Согласно принципа сообщающихся сосудов, при разном уровне водяного столба (*напоров*) в сообщающихся объемах, возникает движение воды, продолжающееся до выравнивания уровней. Аналогичное движение воды возникает в грунтовой среде при выполнении следующих условий:

- в порах грунта имеется определенный объем воды в свободном состоянии;
- вода в грунте *гидравлически непрерывна*;
- разный уровень *гидростатических напоров*.

Движение воды под действием гидростатических напоров представляет наибольший практический интерес. Именно это движение воды называется **фильтрацией**.

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

6.3. Понятие о гидравлической непрерывности воды в грунте

Гидравлическая непрерывность воды подразумевает достаточно высокую степень водонасыщенности грунта. Действительно, если вода заполняет лишь часть объема пор, то гидравлическая связь между смежными порами будет разорванной.

Согласно новейшим исследованиям, свободная вода будет гидравлически непрерывной при степени водонасыщения грунта $S_r > 0,85$.

При меньшей степени водонасыщения вода в грунте лишь покрывает частицы грунта (связанная вода) или локализуется в точках контакта частиц, рис.6.1. В этом случае разность напоров не способна привести воду в движение.

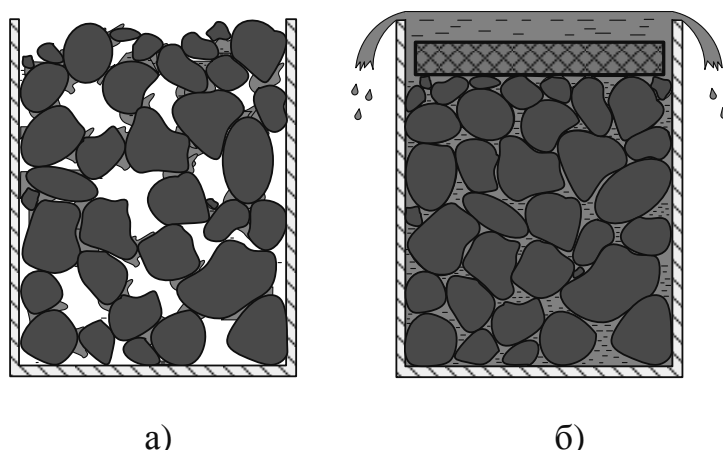


Рис.6.1. Схема заполнения пор: а) гидравлически разорванной водой; б) гидравлически непрерывной водой

В дальнейшем процесс фильтрация воды через грунт мы будем изучать только для водонасыщенных грунтов.

6.3.1. Причины возникновения гидростатических напоров

В природных условиях вода в грунте постоянно совершает движение под разностью гидростатических напоров. Поддержание гидростатические напоров, в этом случае, производится за счет выпадения осадков, которые *инфильтруются* в грунт, скапливаются в водоносных горизонтах, выходят в виде поверхностных или подводных ключей и далее совершают движение по схеме общего круговорота воды в природе, рис.6.1.

На рис.6.2. *напорами* обозначены высоты H_1 H_2 от некоторой базовой линии (выбирается произвольно). Разность напоров обозначим ΔH , тогда:
$$\Delta H = H_2 - H_1$$

Количество фильтрующейся воды за единицу времени называют расходом и обозначают Q .

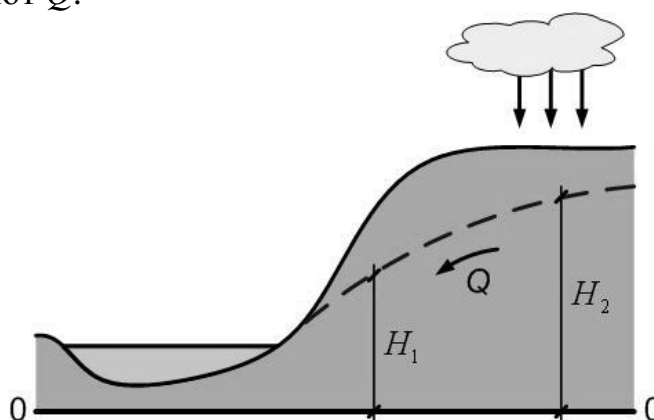


Рис.6.2. Схема фильтрации воды через грунт при круговороте воды в природе

Разность напоров и соответственно фильтрация может возникать и по другим причинам.

Среди них необходимо отметить следующие:

- Техногенная деятельность человека, способствующая подтоплению или осушению территорий, рис.6.3.

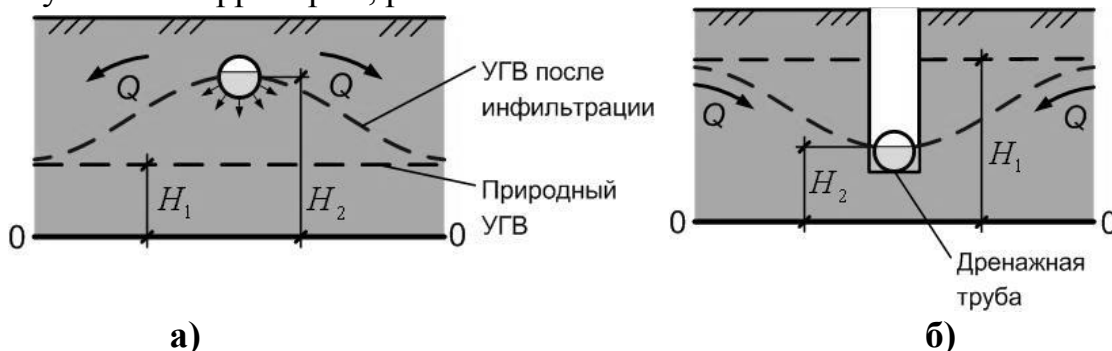


Рис.6.3. Фильтрация воды: а) из зоны подтопления (протечки коммуникаций); б) при дренажном осушении территории

- Загружение водонасыщенного основания внешней нагрузкой и возникновение избыточного порового давления.

Последнюю причину возникновения фильтрации рассмотрим подробнее.

6.3.2. Фильтрация воды при действии внешних нагрузок

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, рис.6.4.

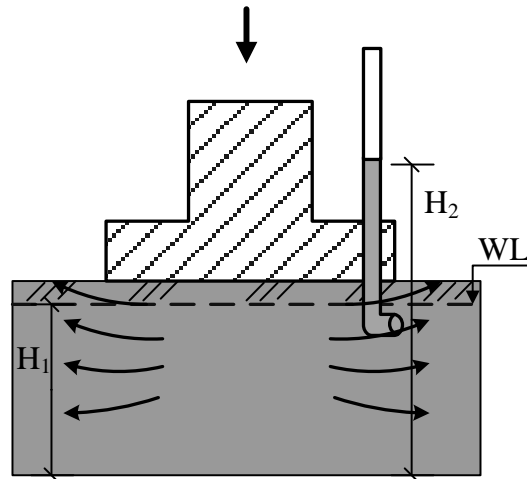


Рис.6.4. Фильтрация воды из зоны действия избыточного порового давления

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.

Более подробно данный тип фильтрации будет рассмотрен ниже. Здесь лишь отметим, что разность напоров в этом случае можно определить из выражения:

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

где u - избыточное поровое давление в грунте,
 γ_w - удельный вес воды

6.4. Закон ламинарной фильтрации

Количественную оценку процесса фильтрации производят с использованием скорости фильтрации (u), представляющей собой расход воды (Q) через единицу площади (F):

$$u = \frac{Q}{F} \quad (6.2)$$

Величина U – имеет размерность скорости ($\frac{\text{см}}{\text{год}}, \frac{\text{см}}{\text{сут}}$)

Впервые опыты по фильтрации грунта были проведены французским учёным Дарси. Им было установлено:

- Движение воды в грунте – **ламинарное**;
- Количество воды, проходящей через единицу площади пропорционально градиенту напора.

Если построить зависимость между скоростью фильтрации U и **градиентом напора** (i) то получим прямую линию, выходящую из центра координат, рис.6.5.

Как будет показано ниже количество фильтрующейся воды в большей степени будет зависеть не от скорости напоров, а от градиента напора i .

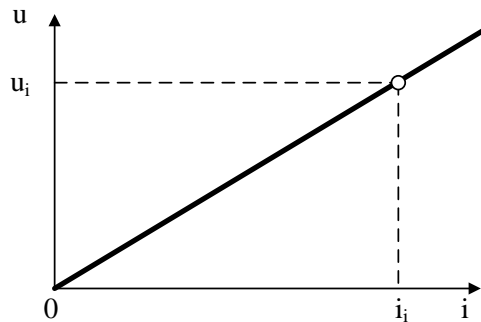


Рис.6.5. Зависимость между скоростью фильтрации и градиентом напора

Градиент напора (i) представляет собой отношение разности напоров к расстоянию между точками (L), в которых они были замерены:

$$i = \frac{\Delta H}{L}. \quad (6.3)$$

Таким образом, зависимость между скоростью фильтрации и градиентом напора может быть записана в виде:

$$U = k_f \cdot i, \quad (6.4)$$

где k_f – коэффициент пропорциональности, называемый **коэффициентом фильтрации** ($\frac{\text{см}}{\text{год}}, \frac{\text{см}}{\text{сут}}$).

Уравнение (6.4) носит название *закона Дарси или закона ламинарной фильтрации*:

Скорость фильтрации прямопропорциональна градиенту напора.

Коэффициент фильтрации (k_f) характеризует фильтрационные свойства грунта. Его величина зависит от типа грунта и в первую очередь от грансоостава. 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.

6.4.1. Начальный градиент напора

Современные исследования процесса фильтрации показали, что при малых значениях градиента напора процесс фильтрации происходит значительно медленнее, чем по закону Дарси. И лишь при достижении некоторого значения (i_0) скорость фильтрации соответствует зависимости (6.6). В этом случае график зависимости $U(i)$ примет вид:

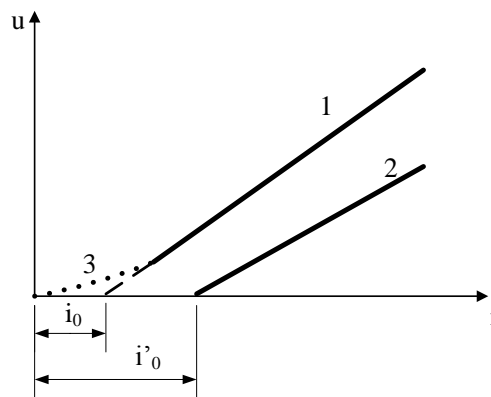


Рис.6.6. Зависимость между скоростью фильтрации и градиентом напора: с учетом начального градиента напора

Величина i_0 называется *начальным градиентом напора*.

Закон Дарси с учетом начального градиента напора может быть представлен в виде:

$$\begin{cases} U = 0, \text{ при } i \leq i_0 \\ U = k_f \cdot (i - i_0), \text{ при } i > i_0 \end{cases} \quad (6.5)$$

6.5. Методы определения коэффициента фильтрации

5.6.1. Лабораторный метод

Коэффициент фильтрации может определяться лабораторными или полевыми методами. Один из методов определения k_f приведен в разделе лабораторных работ.

Схема прибора для определения коэффициента фильтрации в лабораторных условиях по методу Дарси приведена на рис.6.7.

В стеклянную колбу с открытым дном и с впаянными пьезометрическими трубками помещают образец грунта. Сеточка и фильтровальная бумага

га 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.

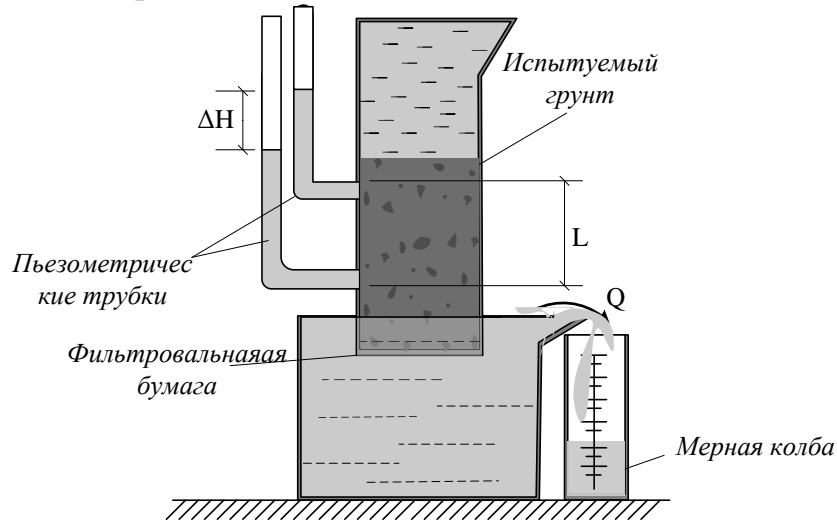


Рис.6.7. Схема прибора Дарси

В ходе испытаний замеряется разность напоров (ΔH) в пьезометрических трубках и количество профильтровавшейся воды (Q) за единицу времени.

Коэффициент фильтрации определяется из выражения:

$$k_f = \frac{L \cdot Q}{\Delta H \cdot F}, \quad (6.6)$$

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

Схемы других приборов для определения коэффициента фильтрации грунтов приведены на рис.6.8.

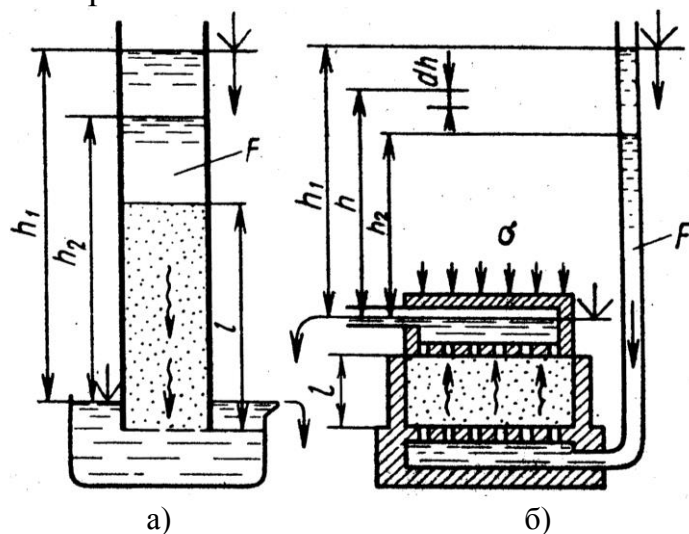


Рис.6.8. Схемы приборов для определения коэффициента фильтрации грунтов: а) - трубка Каменского, б) – одометр, оснащенный трубкой для подвода воды

6.5.1. 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 рис.6.9.

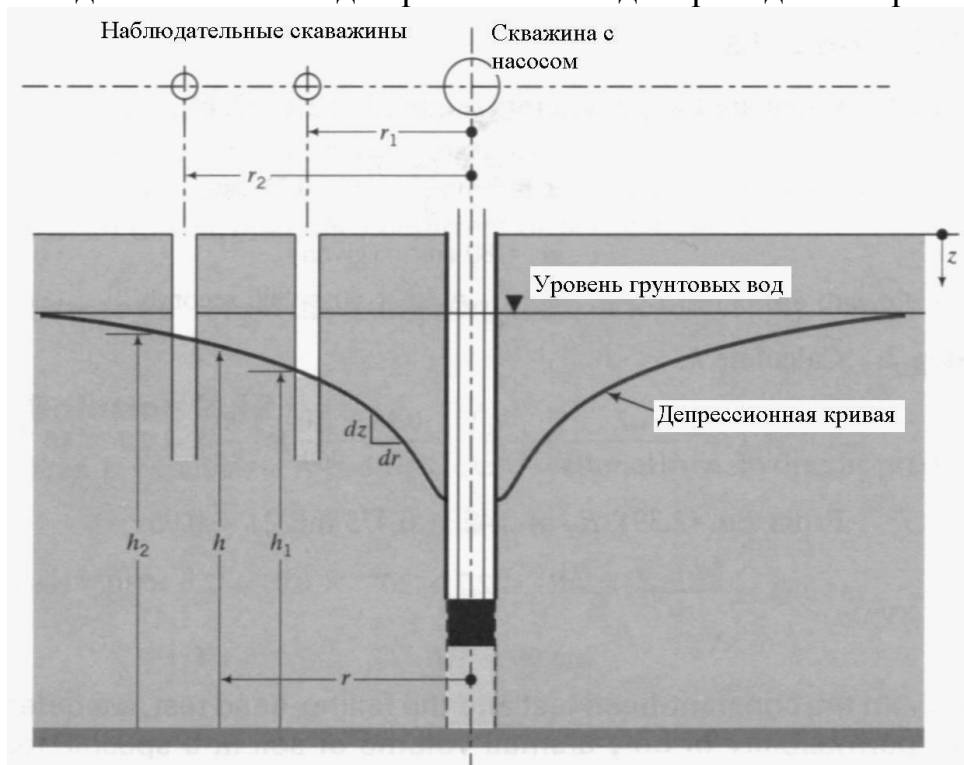


Рис.6.9. Схема определения коэффициента фильтрации при откачке воды из грунта

В процессе опытной откачки воды из грунта измеряется приток воды в скважину (Q) и уровень воды в каждой скважине и разность напоров ($\Delta H = h_2 - h_1$). Коэффициент фильтрации определяется по зависимости:

$$k_f = \frac{L \cdot Q}{\Delta H \cdot F}, \quad (6.7)$$

где L - расстояние между опытными скважинами ($r_2 - r_1$), F -поперечное сечение скважины.

6.6. Эффективное и нейтральное давление в грунтовой массе

6.6.1. Физическая модель водонасыщенного грунта

Как уже рассматривалось выше (п.п.6.3.2), в водонасыщенном основании, на который действует внешняя нагрузка, возникает процесс фильтрации. Это движение воды возникает вследствие того, что с увеличением сжимающих напряжений происходит уплотнение грунта и уменьшению объема пор, а избыточная поровая вода, заполняющая поры, отфильтровывается.

Процесс фильтрации воды из зоны действия сжимающих напряжений будет продолжаться до тех пор, пока силы внутреннего сопротивления скелета грунта не станут равными внешней нагрузке, рис.6.10.

Данный механизм деформирования грунта под нагрузкой можно пояснить при помощи физической модели водонасыщенного грунта, состоящей из цилиндра, заполненного жидкостью и поршня с отверстием, подпертого пружиной, рис.6.10.

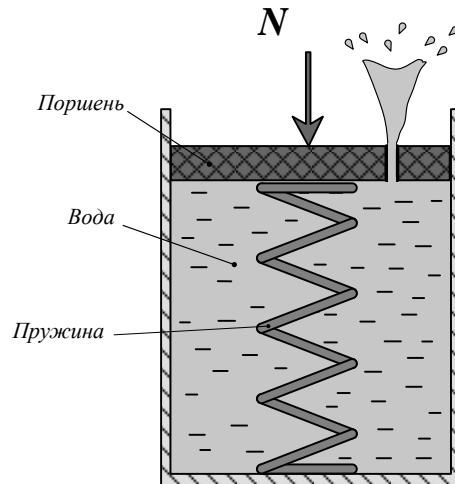


Рис.6.10. Физическая модель водонасыщенного грунта

В данной схеме пружина моделирует действие внутренних сил сопротивления скелета грунта сжатию. Жидкость, заполняющая герметичную емкость, представляет собой поровую воду, которая может удаляться из камеры через отверстие в верхнем поршне. Диаметр отверстия в поршне зависит от фильтрационных свойств моделируемого грунта.

Если к верхнему поршню данной модели приложить внешнюю нагрузку (N) сразу возникнет избыточное давление в камере (P_w) и вода начнет изливаться через отверстие в поршне. По мере отжатия воды в работу включается пружина, и часть внешней будет передаваться на нее. Обозначим реакцию в пружине через P_s тогда в общем случае:

$$N = P_w + P_s \quad (6.8)$$

Очевидно, что в начальный момент времени при $t = 0$:

$$P_s = 0; N = P_w. \quad (6.9)$$

По истечении достаточного времени ($t = \infty$) вся внешняя нагрузка уравнивается реакцией в пружине, избыточное давление снизится до 0 и процесс отжатия воды прекратится. Тогда при $t = \infty$:

$$P_w = 0; N = P_s \quad (6.10)$$

Перейдем теперь от физической модели к грунту. Внешняя нагрузка N будет соответствовать полному сжимающему напряжению σ , давление в жидкости P_w давлению в поровой воде u и реакция в пружине P_s напряжению, возникающему в скелете грунта $\bar{\sigma}$

Тогда по аналогии, уравнение 6.8 можно представить в виде:

$$\sigma = u + \bar{\sigma} \quad (6.11)$$

При $t = 0$:

$$\sigma = u, \quad \bar{\sigma} = 0 \quad (6.12)$$

При $t = \infty$:

$$\sigma = \bar{\sigma}, \quad u = 0 \quad (6.13)$$

В механике грунтов поровое давление (u) называется *нейтральным* давлением, а давление в скелете грунта ($\bar{\sigma}$) – *эффективным*.

Нейтральное давление (u) – избыточное давление в поровой воде грунта.

Нейтральным это давление называется из-за того, что оно не оказывает влияния на величину деформаций уплотнения грунта. Каким бы не было значение нейтрального давления, величина деформации грунта будет зависеть только от напряжений в скелете грунта.

Эффективное напряжение ($\bar{\sigma}$) – напряжение в скелете грунта, обуславливающее деформации уплотнения грунта под нагрузкой.

По аналогии с физической моделью можно утверждать, что деформации грунтового основания происходят до тех пор, пока нейтральное давление u не станет равным нулю.

Отметим, что состояние, при котором поровое давление u не равно нулю называется *нестабилизованным*.

6.7. Влияние порового давления на свойства грунта

6.7.1. Деформационные свойства

Возникновение порового давления в грунте оказывает существенное влияние на процесс деформирования грунта во времени. Водонасыщенные грунты с низким коэффициентом фильтрации k_f могут деформироваться под нагрузкой длительное время.

Рассмотрим графики деформирования глинистых и песчаных грунтов во времени совмещения с графиком изменения порового давления u .

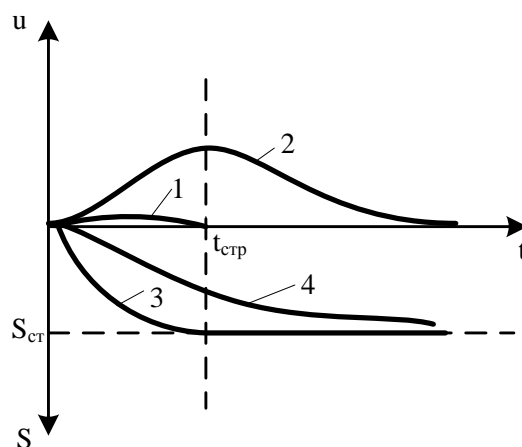


Рис.6.11. Длительность процесса осадки основания для различных грунтов:

- 1 – изменение порового давления в песчаных основаниях; 2 – то же в глинистых;
- 3 – изменение осадки фундамента для песчаных оснований; 4 – тоже для глинистых

На рисунке показано, что деформирование глинистых грунтов может продолжаться длительное время и этот процесс, как правило, не завершается по окончании строительства. t_{cmp} 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.

В песчаных грунтах фильтрация протекает значительно быстрее, паровое давление рассеивается достаточно быстро и по завершению строительства деформирование грунта, как правило, не происходит.

6.7.2. Прочностные свойства

Рассмотрим закон Кулона с учетом эффективного и нейтрального давления. Так как величина сил, прижимающих частицы грунта друг к другу, зависит только от эффективного давления $\bar{\sigma}$, то предельное сопротивление грунта сдвигу (τ_u) будет определяться по зависимости:

$$\tau_u = \bar{\sigma} \cdot \operatorname{tg} \varphi + c.$$

или:

$$\tau_u = (\sigma - U) \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \quad (6.14)$$

Учитывая, что соотношение между эффективным и нейтральным давлением изменяется по мере фильтрации воды из пор грунта, то и сопротивление водонасыщенного грунта сдвигу так же будет изменяться со временем:

$$\begin{aligned} \text{при } t = 0 \quad \sigma = U, \tau_{\max} &= c \\ t \neq 0 \quad \tau_{\max} &= (\sigma - U) \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \\ t = \infty \quad \tau_{\max} &= \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, U = 0 \end{aligned}$$

Полученные зависимости сопротивления сдвигу на различных стадиях его уплотнения приведены на рис.6.12.

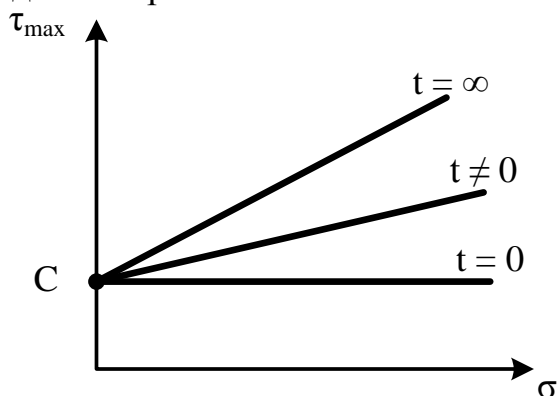


Рис.6.12. Сопротивление грунта сдвигу на различных стадиях уплотнения грунта

Таким образом при $u \neq 0$ – (то есть когда грунт находится в нестабилизированном состоянии) сопротивление грунта сдвигу значительно меньше, чем при стабилизированном.

Вопросы для самоконтроля

1. Под воздействием, каких факторов вода в грунте может совершать движение?
2. Дайте определение процессу фильтрации?
3. При каких условиях возникает фильтрация воды через грунт?
4. Сформулируйте закон Дарси (ламинарной фильтрации)?
5. Что такое градиент напора?
6. Назовите причины возникновения градиентов напора в грунте?
7. Дайте определение начальному градиенту напора?
8. Какие методы определения коэффициента фильтрации Вы знаете?
9. Почему паровое давление в грунте называется нейтральным?
10. Как влияет паровое давление на деформационные и прочностные свойства грунта?

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:

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

7.3. Лѣссовые грунты

7.3.1. Структурные особенности лѣссовых грунтов и области их распространения

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

Отличительной особенностью лѣссов 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 лѣссовых грунтов встречаются в России и на Украине, в бассейне реки Дон, Кубань в районе Нижнего Поволжья.

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

По типу лѣссовые грунты относят:

- к суглинкам;
- к супесям.

7.3.2. Физико-механические свойства лѣссовых грунтов

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

Высокая прочность маловлажных лѣссовых 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* ε_{sl} . Данная величина определяется в ходе компрессионных испытаний грунта в одометре, оборудованном системой подачи воды к грунту снизу. По результатам испытаний строится зависимость деформаций образца от давления, рис. 7.1. Относительная просадочность грунта определяется по формуле:

$$\varepsilon_{sl} = \frac{(h_{n.p} - h_{sat.p})}{h_{n.g}} \quad (9.1)$$

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

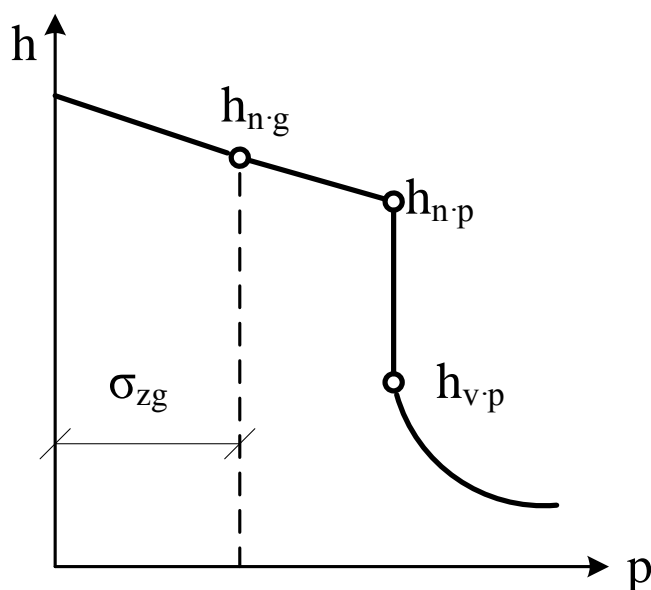


Рис. 7.1. График деформации лёссового грунта при замачивании от уплотняющего давления p (h - высота образца)

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

Величина относительной просадочности ε_{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 рис. 7.2

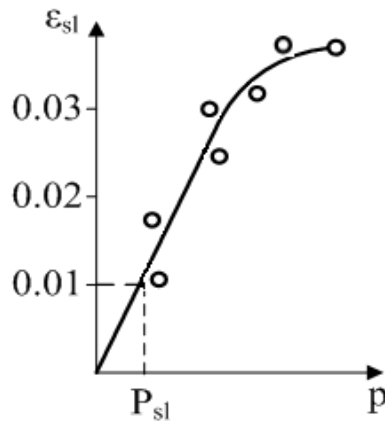


Рис. 7.2. График зависимости ε_{sl} от величины давления на образец P

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 замачивании оснований, сложенных такими грунтами происходит просадка дневной поверхности и образование мульд проседания даже если на основание не действуют внешние нагрузки, рис.7.3. Такие лёссовые грунты условно относят к **II типу** по просадочным свойствам.

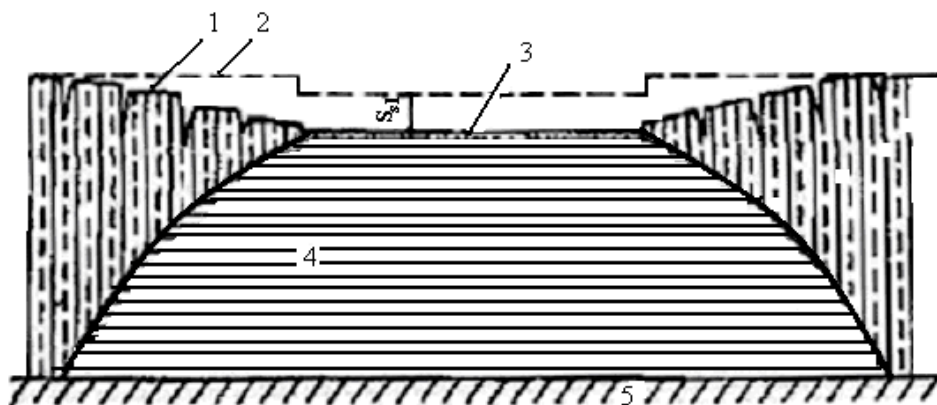


Рис.7.3. Просадка поверхности лёссового грунта при опытно-замачивании
 1 – поверхность грунта после замачивания; 2 – то же, до замачивания;
 3 – подсыпка песка; 4 – замоченный грунт; 5 - непросадочный грунт

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, рис.7.4.

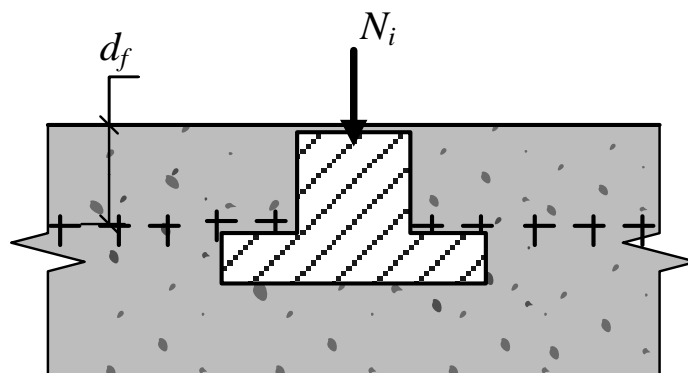


Рис.7.4. Заложение фундаментов ниже сезонного промерзания грунтов

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, рис.7.5. Особенности проектирования фундаментов и правила их возведения в сильнопучинистых грунтах будут рассмотрены в курсе «Основания и фундаменты».

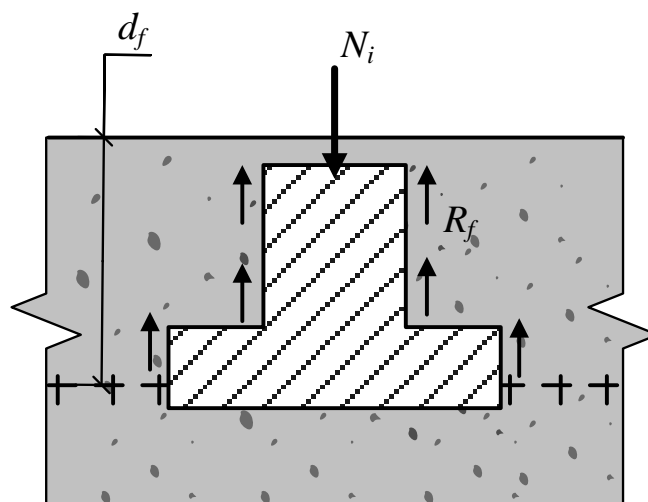


Рис.7.5. Развитие сил морозного пучения по боковой поверхности фундаментов

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 Запад-

ной 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, рис.7.6:

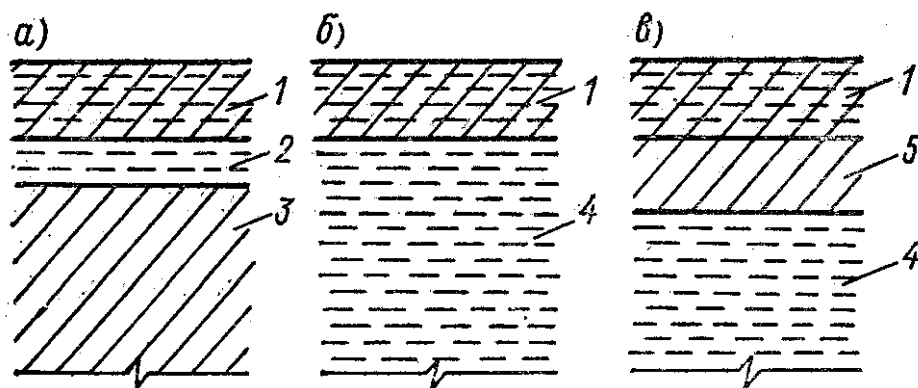


Рис.7.6. Строение оснований сложенных вечномерзлыми грунтами: б)- сливающееся строение; в)- не сливающееся строение. 1-деятельный слой (слой сезонного оттаивания), 2- перелеток, 3-талый грунт, 4-вечномерзлый грунт

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, рис.7.7.



Рис.7.7. Текстура мерзлых грунтов: а) - слитная; б) - слоистая; в) – ячеистая (темные прожилки – кристаллы льда)

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, рис. 7.8.

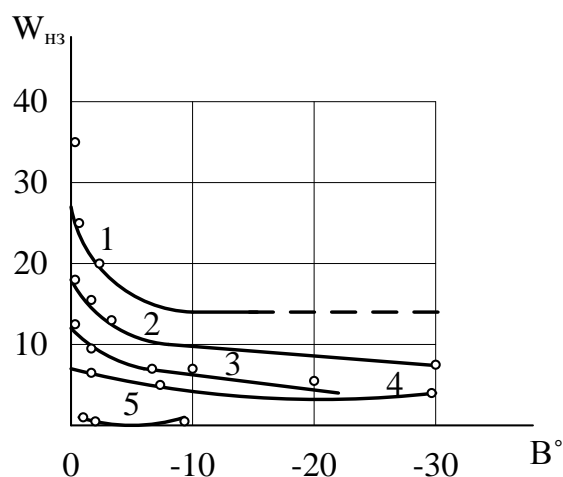


Рис. 7.8. Графики содержания незамерзшей воды в мерзлых грунтах в зависимости от температуры /по Цытовичу, 1975г/: 1 – глина; 2 – покровная глина; 3 – суглинок; 4 – супесь; 5 – песок; $W_{нз}$ – содержание незамерзшей воды в грунте

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 объясняются 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, рис.7.9.

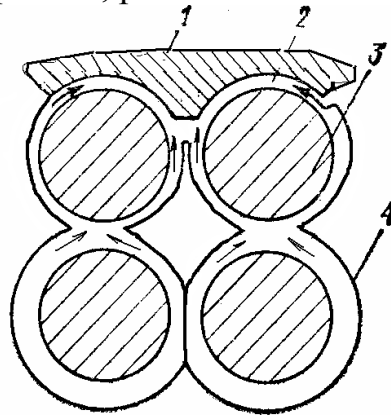


Рис. 7.9 Схема роста кристаллов льда при замерзании грунта (Цытович,1975):
1- кристалл льда; 2- тонкая пленка связанной воды;
3-минеральная частица грунта; 4-более толстая пленка связанной воды

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* (ω).

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

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

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

m_{ω} – 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:

$$A_0 \approx \frac{s_0}{h},$$

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 осаждения 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.

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

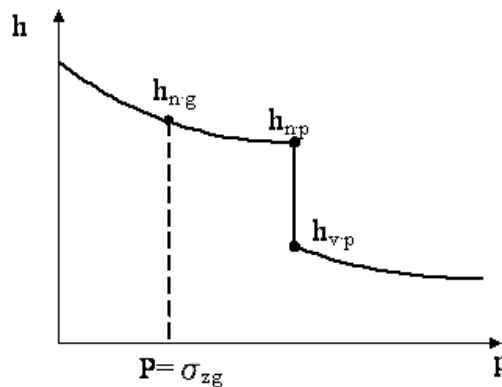


Рис.7.10. Виброкомпрессионная кривая

Величина *относительной просадочности рыхлых песков* ε_{vl} определяется по зависимости:

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

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.

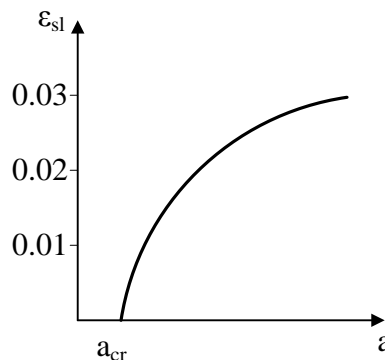


Рис.7.11. Зависимость относительной просадочности грунта от ускорения колебания

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

7.6. Чувствительные пылеватоглинистые грунты

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

К таким грунтам относятся:

- *Илы;*
- *Ленточные глины.*

Показателем структурной неустойчивости грунтов служит индекс чувствительности:

$$I_p = \frac{\tau_1}{\tau_2}$$

τ_1, τ_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 рис.7.12

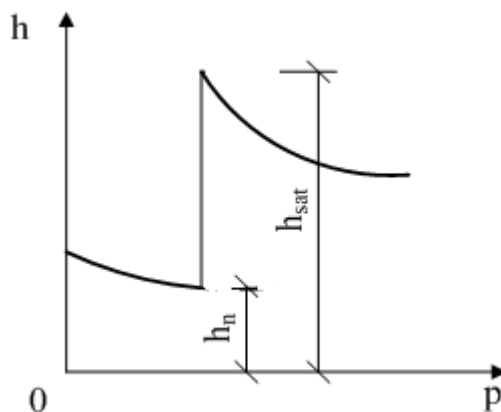


Рис.7.12. Деформации образца грунта при набухании

Коэффициент относительного набухания определяется по формуле:

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

где h_{sat} –высота образца грунта нерарушенной структуры под проект-ным давлением, после водонасыщения;

h_n - то же, до водонасыщения.

При увеличении уплотняющего давления на грунт величина деформа-ций набухания уменьшается, рис.7.13.

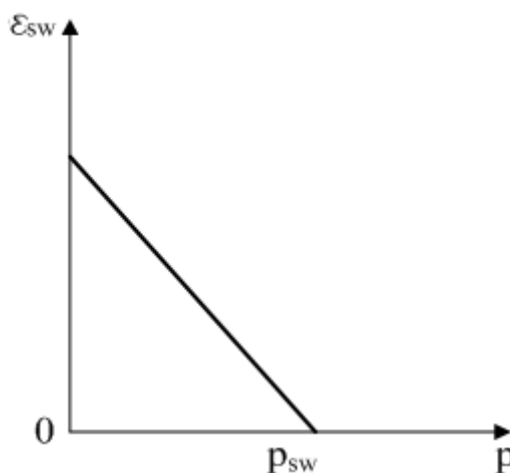


Рис.7.14. Зависимость между коэффициентом относительного набухания и величиной уплотняющего давления

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 ви-де слаборазложившихся растительных остатков и других продуктов жизнеде-ятельности 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 за-торфованные грунты распространены на территории западной Сибири, Бело-руссии, на севере европейской части России. В Белоруссии площадь заболо-ченных территорий с заторфованными грунтами составляет более 2000 км².

Содержание органических веществ оценивается **степенью заторфо-ванности I_{om}**

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

$$I_{om} = \frac{m_{om}}{m - m_{om}}$$

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, рис.7.15.

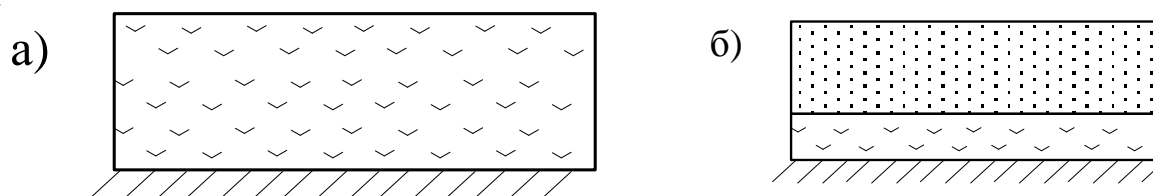


Рис.7.15. Схемы залегания верховых- а); и погребенных торфов- б).

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 слабо-разложившихся 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.

Вопросы для самоконтроля

1. Какие грунты относятся к особым?
2. Что может служить причиной нарушения природной структуры грунтов?
3. Почему лессовые грунты называются просадочными, и что может привести к возникновению просадочных деформаций?
4. Каким параметром оцениваются просадочные свойства лессовых грунтов?
5. От чего зависит начальное просадочное давление?
6. Чем отличаются просадочные грунты I и II типа?
7. Чем опасно промерзание грунтов основания фундаментов?
8. Вся ли вода в мерзлых грунтах находится в виде льда?
9. Что является основной причиной морозного пучения грунтов?
10. Что может стать причиной самоуплотнения рыхлых песков?
11. Дайте определение относительной просадочности рыхлых песков?
12. От чего зависят просадочные свойства рыхлых песков?
13. Сформулируйте физический смысл степени заторфованности грунтов?
14. Как подразделяются торфы по характеру залегания?

8. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В МАССИВЕ ГРУНТА

8.1. Общие положения

Определение напряжений в массиве грунта является одной из важнейших задач механики грунтов. Напряжения характеризуют внутренние усилия, под действием которых происходит деформирование грунта и его разрушение (сдвиг). Из курса сопротивления материалов и теории упругости известно, что если на тело действуют поверхностные (F) и объемные силы (B) (рис.8.1) в нем возникают внутренние усилия или напряжения.

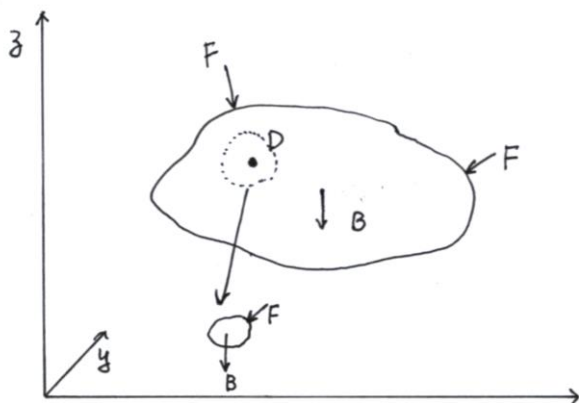


Рис.8.1 Схема действия внешних нагрузок

Напряжения, возникающее в элементарно малом объеме (D) могут быть определены как:

$$\sigma_{ij} = \lim_{A_i \rightarrow 0} \frac{F_j}{A_i}$$

где σ_{ij} – тензор напряжений;

A – площадь сечения;

F – равнодействующая внешних сил;

i – определитель площадки перпендикулярной оси i ($i = 1, 2, 3$);

j – определитель сил в направлении j ($j = 1, 2, 3$)

В общем случае напряженное состояние характеризуется 6 компонентами тензора напряжений, рис.8.2.

$$\sigma_{11} = \sigma_{xx} = \sigma_x, \sigma_{22} = \sigma_{yy} = \sigma_y, \sigma_{33} = \sigma_{zz} = \sigma_z$$

$$\sigma_{12} = \sigma_{xy} = \tau_{xy} = \tau_{yx},$$

$$\sigma_{13} = \sigma_{xz} = \tau_{xz} = \tau_{zx}$$

$$\sigma_{23} = \sigma_{yz} = \tau_{yz} = \tau_{zy}$$

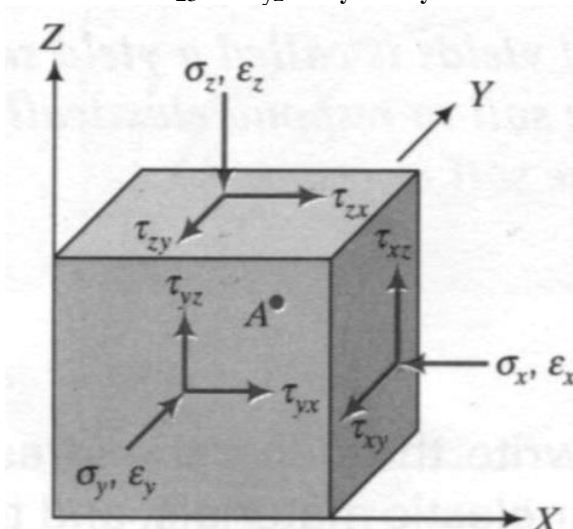


Рис.8.2. Напряжения действующие по граням элементарного объема

Необходимо помнить, что:

- Напряжения это векторная величина.
- Значения напряжений зависят от ориентации площадки, на которую они действуют.

• В общем случае через данную точку можно провести бесконечное множество элементарных площадок.

• В рассматриваемой точке существуют главные площадки, на которых действуют только нормальные напряжения (касательные равны нулю). Нормальные напряжения в этом случае называются *главными*.

Как уже известно из предыдущих лекций, грунт не является упругой средой и он не является сплошным однородным телом. Поэтому применение известных решений теории упругости для определения напряжений в массиве грунта возможно лишь при определенных допущениях и ограничениях.

8.2. *Расчетные модели и зависимости*

8.2.1. *Основные требования к расчетным моделям*

Для математического описания процессов, происходящих в той или иной среде под действием внешних сил, приходится прибегать к схематизации рассматриваемых явлений. Это означает, что из всей совокупности свойств и процессов, имеющих место при взаимодействии среды с внешними источниками силовых воздействий необходимо вычлениить наиболее существенные и абстрагироваться от второстепенных. Разрабатывается некоторая упрощенная схема (модель) в которой выделяют наиболее существенные факторы влияющие на физику рассматриваемых процессов, а всеми другими пренебрегают.

Расчетная модель – идеализированная схема отражающая наиболее существенные процессы и явления, происходящие в грунтовой массе при ее взаимодействии с окружающей средой.

Разработка расчетной модели один из самых важных этапов в закладке теоретических основ математического описания процессов происходящих в грунте. Чем больше фактических свойств грунтовой среды мы не учитываем в расчетной схеме, тем модель более грубая, тем ниже точность выполняемых расчетов. С другой стороны, чем больше факторов учитывается моделью, тем сложнее расчетная схема, тем более громоздкими становятся расчеты, тем сложнее становятся приборы для выявления экспериментальных закономерностей.

Область применимости каждой модели оценивается на основании практического опыта с учетом соответствующей экспериментальной базы.

Тип расчетной схемы зависит от поставленной задачи. В практике строительства наиболее часто встречаются следующие типы расчетных моделей:

- *Расчетные модели напряженно-деформированного состояния грунта.*
- *Расчетные модели фильтрации воды через грунт.*
- *Расчетные модели температурных полей в мерзлых грунтах и др.*

В данной лекции рассмотрим модели напряженно-деформируемого состояния грунта.

8.2.2. *Существующие модели напряженно-деформируемого состояния грунта*

По мере развития экспериментальных исследований процессов, происходящих в грунте, расчетные схемы совершенствуются и усложняются. В настоящее время для оценки напряженно-деформируемого состояния грунтовой среды разработано более десятка расчетных моделей.

Грунтовая среда в этих моделях рассматривается либо как раздробленная дисперсная среда (*модель дискретной среды*), либо как сплошная непрерывная (*континуальная*) среда.

8.2.3. Модель дискретной среды

В этой модели грунт рассматривается как дискретная среда, состоящая из отдельных частиц (рис.8.3.а.). В целом можно сказать, что эта модель наиболее полно отражает фактические свойства грунта. Она позволяет учесть все основные особенности дискретной среды, размеры и форму частиц, характер структурных связей и т.д.

Однако в общем виде такая модель настолько сложна, что практически не может быть реализована в виде конечных формул и зависимостей удобных для практического использования. Учесть разнообразие размеров и форм частиц грунта взаимодействие всех фаз грунта между собой возможно лишь с использованием теории вероятности и методов математической статистики. Поэтому эта модель не нашла практического применения.

Разработчиками данной модели считаются российские ученые Г.И. Покровский и его ученик Н.И. Кандауров. Пример самого простого представления грунта, как дискретной среды, состоящей из правильных шаров (цилиндров), приведен на рис.8.3.б.

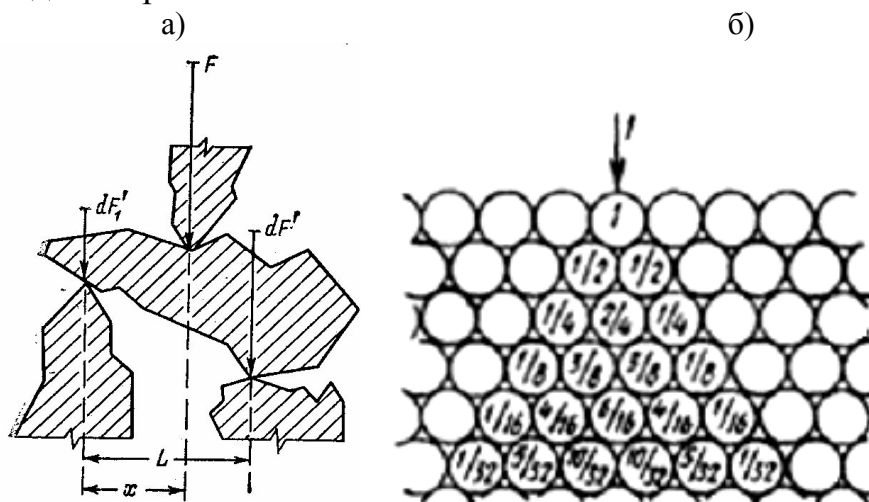


Рис. 8.3. Модели дискретной среды: а)- схема реакций между частицами грунта; б)- упрощенная модель дискретной среды в виде шаров правильной формы

8.2.4. Модель сплошной среды

Наибольшее практическое применение в современной механике грунтов нашли модели, рассматривающие грунт как сплошную среду.

В данной модели принимается, что составляющие грунта (зерна, агрегаты) заполняют рассматриваемую часть пространства *непрерывно*. Непрерывность (континуум) строения такого идеализированного тела сохраняется в процессе его деформирования.

Возникает вопрос:

Насколько правомерно применение основных положений теории сплошных сред для определения напряжений в дисперсных средах?

После долгих дискуссий и многочисленных экспериментов было показано, что при определенных условиях представление грунта как сплошной среды возможно и оправдано. Полученные в этом случае решения, характеризуются простотой, четкостью и достаточной для практических целей точностью.

Рассмотрение дисперсной среды как сплошной возможно при соблюдении следующих условий:

$$\sqrt[3]{\Delta V} \ll h, b, \dots \quad (8.1)$$

где ΔV – элементарный бесконечно малый объем грунта;

b, h – характерные размеры проектируемых сооружений, рассматриваемые размеры грунтовых масс и т.д.,

а также:

$$\sqrt[3]{\Delta V} \gg d_{\max} \quad (8.2)$$

d_{\max} – диаметр максимальной по крупности частицы грунта.

При расчете оснований и фундаментов большинства строительных сооружений условия (8.1) и (8.2) всегда выполняются. Исключение составляют основания, сложенные крупнообломочными грунтами (каменная наброска, валунный грунт и т.п.)

При использовании модели сплошной среды мы будем определять не реакции, действующие по граням частиц грунта, а некоторые средние значения напряжений в элементарном объеме, которые, в целом, будут отражать внутреннее напряженное состояние массива грунта. При этом необходимо помнить, что усилия в точках контакта между частицами могут в несколько раз превышать средние значения.

Обобщая сказанное можно сформулировать основные критерии применимости модели сплошной среды при определении напряжений в грунтах:

При определении напряжений в грунтовом массиве, размеры которого во много раз превышают размеры частиц грунта, дисперсный характер последнего может не учитываться, и грунт условно может рассматриваться как сплошная однородная среда. При этом под понятием «напряжение» будет подразумеваться средняя интенсивность внутренних усилий в рассматриваемой точке.

8.3. Основные уравнения напряженно-деформируемого состояния сплошной среды

Следующий важный шаг при разработке модели напряженно-деформируемого состояния – установление **физических уравнений** и **геометрических соотношений**.

Физические уравнения – зависимости, связывающие внутренние усилия в среде (напряжения) с деформациями в условиях статического равновесия.

Геометрические соотношения – связывают линейные (ϵ) и угловые (γ) деформации со смещениями среды (U, W)

Большинство существующих моделей отличаются в первую очередь физическими уравнениями. Среди них наибольший практический интерес представляют следующие модели:

1. **Модель линейно-деформируемой среды.**
2. **Модель среды теории предельного равновесия.**
3. **Модель теории пластичности.**
4. **Смешанные модели линейно-деформируемой среды и среды предельного равновесия.**
5. **Модель упругопластической среды.**
6. **Модель нелинейно-деформируемой среды.**

Отличительные особенности перечисленных моделей можно проиллюстрировать графиками зависимости деформаций от напряжений в условиях одноосного сжатия, рис.8.4

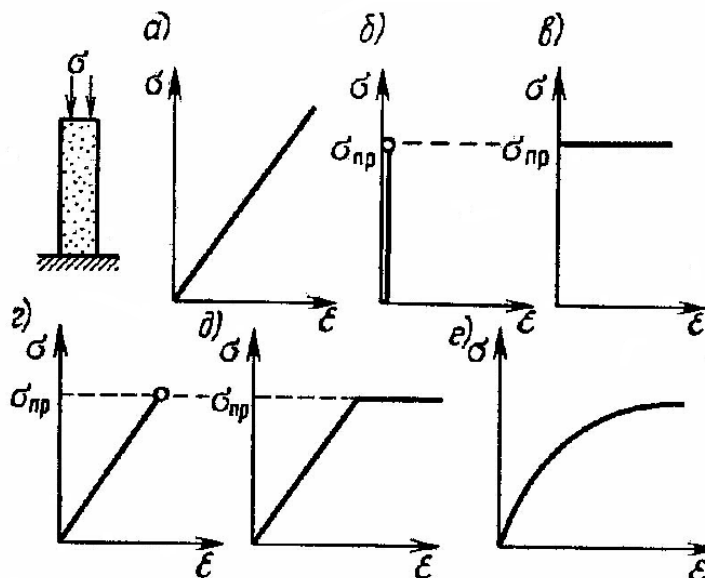


Рис.8.4. Графики физических уравнений для различных моделей: а)- линейно-деформируемой среды; б) – теории предельного равновесия; в)- теории пластичности; г)- смешанная модель; д)- упруго-пластической среды; е)- нелинейно-деформируемой среды /согласно Иванову/

Выбор той или иной зависимости для составления физических уравнений выполняется в зависимости от поставленных задач и требуемой точности вычисления и возможности получения конечных решений, пригодных для практического применения.

К примеру, модель *нелинейно-деформируемой* среды (рис.8.4-г) наиболее точно отражает фактическое соотношение между деформациями и напряжениями. Однако получить замкнутые решения для определения

напряжений в этом случае практически не возможно. Данная модель может быть реализована лишь с использованием численных методов расчета. И хотя применение вычислительных машин при расчете фундаментов все больше входит в практику проектирования, не потеряли актуальность и классические методы расчета грунтовых оснований, основанные на модели линейно-деформируемой среды.

Модель линейно-деформируемой среды наиболее простая и удобная. Но как уже отмечалось выше, грунт, в целом, нельзя считать ни упругим материалом, ни линейно-деформируемым. Возникает вопрос:

При каких условиях грунт можно считать линейно-деформируемым телом?

Чтобы ответить на этот вопрос рассмотрим **фазы напряженно-деформируемого состояния** грунта и сформулируем **принцип линейной деформируемости** грунта.

8.3.1. Фазы напряженно-деформируемого состояния грунта

Рассмотрим фундамент, опирающийся на грунтовое основание. В ходе многочисленных исследований было установлено, что с увеличением нагрузки на основание его осадка возрастает по некоторой криволинейной зависимости, рис.8.5. При этом можно выделить четыре характерных участка (фазы) в соответствии с теми процессами, которые происходят в грунтовой среде по мере ее деформирования:

- I – фаза упругих деформаций;**
- II – фаза уплотнения и местных сдвигов;**
- III – фаза интенсивного развития сдвиговых деформаций;**
- IV – фаза выпора.**

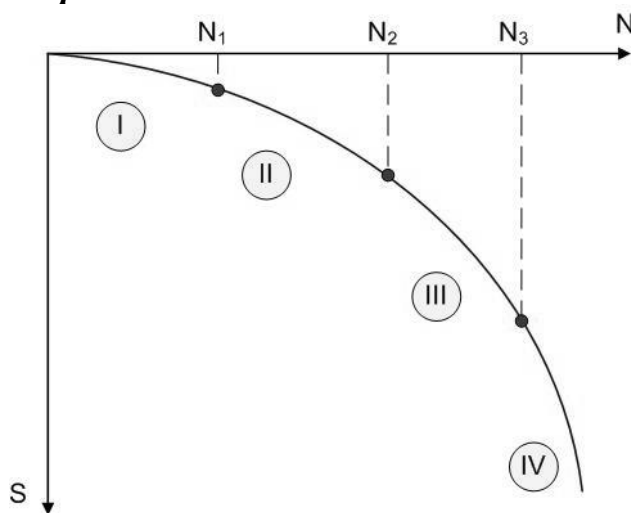


Рис.8.5. Фазы напряженно деформированного состояния:
 I – фаза упругих деформаций грунта; II – фаза уплотнения и местных сдвигов;
 III– фаза развития сдвиговых деформаций; IV - фаза выпора.

Каждая фаза определяется характером деформаций, развивающихся в грунте под действием нагрузки. Так на начальном этапе загрузки до нагрузки, соответствующей структурной прочности грунта (N_1) в основании развиваются преимущественно упругие деформации. Деформации за счет уплотнения и за счет сдвига практически равны нулю. Поэтому первая фаза так и называется – **фаза упругих деформаций**.

С увеличением нагрузки на фундамент наибольший вклад в общую осадку основания вносят деформации, происходящие за счет перекомпоновки частиц и уплотнения грунта, одновременно в ограниченных зонах грунтового основания могут произойти деформации сдвига. Поэтому вторая фаза называется – **фаза уплотнения и местных сдвигов**.

Дальнейший рост нагрузки приводит к расширению зон предельного равновесия грунта, и большая часть деформаций основания будет обуславливаться развитием деформаций сдвига. Деформации уплотнения также будут иметь место, но их вклад в общую осадку фундамента будет уже менее выраженным. Третья фаза называется – **фазой интенсивных сдвиговых деформаций и уплотнения**.

И, наконец, наступает потеря устойчивости основания, сопровождающаяся резкой просадкой фундамента и выпором грунта. Просадка происходит за счет сдвига одной части грунта относительно другой. Наступает **фаза выпора**.

Многочисленные исследования показали, что в пределах I и II фазы, зависимость между деформациями грунта и нагрузкой близка к *линейной*. Нагрузку, соответствующую окончанию фазы уплотнения и местных сдвигов (N_2), можно рассматривать как некоторый **предел пропорциональности**, которым ограничивается область применения модели линейно-деформируемой среды.

Таким образом, можем сформулировать первое условие применимости модели линейно-деформируемой среды:

- Нагрузка на основание не должна превышать некоторый предел пропорциональности, соответствующий окончанию фазы уплотнения и местных сдвигов.

Так как грунт не упругая среда и при деформировании он уплотняется, принять линейную зависимость в случае циклических нагрузок (загрузка – разгрузка) становится не возможным. Отсюда второе условие применимости модели линейно-деформируемой среды:

- Грунт испытывает лишь одноразовое загрузку.
- И, наконец, третье условие:
- Грунт испытывает лишь сжимающую нагрузку (дисперсные среды прочностью на растяжение не обладают).

Все вышесказанное обобщено в так называемом *принципе линейной деформируемости* грунта:

При нагрузках до некоторого предела пропорциональности и при однократном приложении сжимающей нагрузки зависимость между

деформациями основания и нагрузкой может быть принята линейной и при расчете грунтов могут быть использованы основные положения теории линейно - деформируемых тел.

8.3.2. Виды нагрузок, действующих на грунтовое основание, для которых имеются точные решения

Существуют два типа внешних воздействий, обуславливающих возникновение напряженного состояния грунтового массива: **контактные (или поверхностные) и объемные**.

Примеры **контактных** нагрузок, для которых имеются точные решения по определению напряжений приведены на рис.8.6.

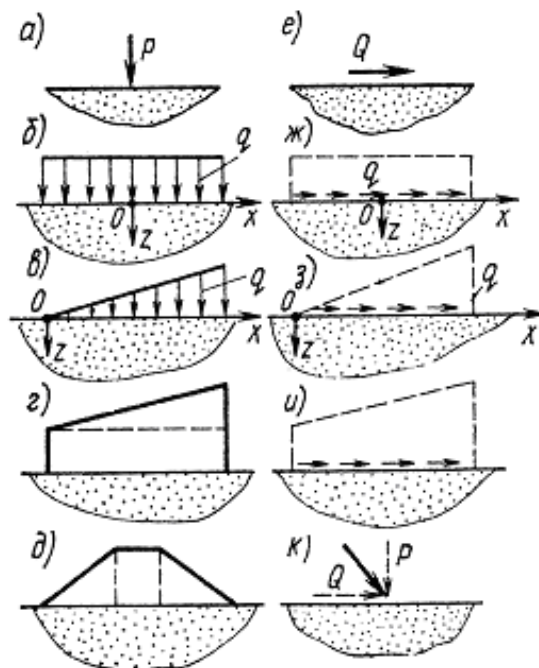


Рис.8.6. Схемы нагрузок, действующих на полупространство, для которых имеются расчетные зависимости и таблицы:

- а) - сосредоточенная вертикальная сила;
- б) - равномерно распределенная полосовая нагрузка; в) – треугольная нагрузка;
- г) – прямоугольная и треугольная полосовая нагрузка; д) – трапецидальная нагрузка;
- е) – горизонтальная сосредоточенная сила;
- ж) – равномерно распределенная горизонтальная нагрузка;
- з) – треугольная горизонтальная нагрузка;
- и) – нагрузка распределенная по трапецидальному закону;
- к) – наклонные нагрузки на вертикальную и горизонтальную составляющие

Основной особенностью контактных нагрузок является то, что по отношению к бесконечному грунтовому полупространству (каким является поверхность Земли) они всегда будут действовать на ограниченной площади. Другими словами, какими бы не были размеры фундамента или сооружения, нагрузки от них всегда будут **местными**.

К объемным силам относятся в первую очередь силы гравитации. Они действуют по всему объему грунта и вызывают напряжения от собственного

веса грунта. Напряжения от собственного веса могут достигать значений сопоставимых с напряжениями от внешних нагрузок и поэтому они оказывают существенное влияние на напряженно-деформируемое состояние грунтового массива. Напряжения от собственного веса грунта в ненарушенном состоянии называются *природным* или *бытовым*.

Другая разновидность объемных сил, с которыми приходится иметь дело при расчете основания, это *фильтрационные силы*. Данные силы возникают при движении воды через поры грунта. Более подробно о фильтрационных силах будет сказано в последующих лекциях.

8.4. Основные допущения модели грунта как линейно-деформируемого сплошного тела

Обобщая вышесказанное, сформулируем основные допущения методов определения напряженно-деформируемого состояния грунтовой среды как линейно-деформируемого сплошного тела:

- Грунт является условно сплошным телом;
- Грунт является линейно деформируемым телом;
- Грунт испытывает лишь одноразовое загрузку сжимающей нагрузкой;
- Грунтовая толща представляет собой полупространство, бесконечно простирающееся как в плане, так и по глубине.

Ниже рассмотрим некоторые методы определения напряжений, основанные на вышеперечисленных допущениях.

8.5. Определение напряжений от сосредоточенной силы

Рассмотрим грунтовое полупространство, на которое действует вертикальная сосредоточенная сжимающая нагрузка P , рис.8.7.

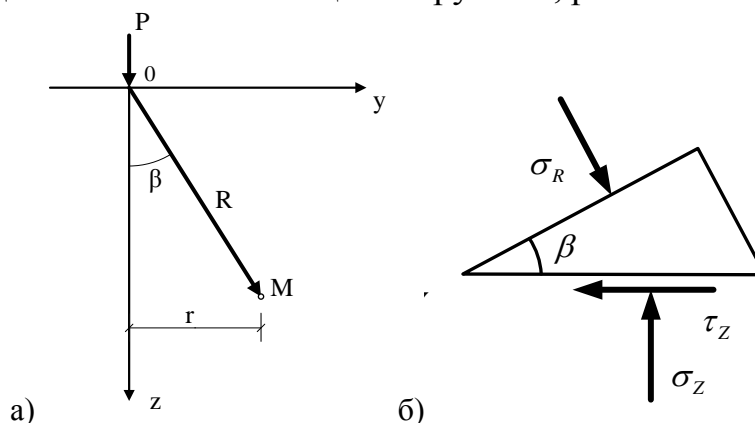


Рис.8.7. Расчетная схема к определению напряжений от сосредоточенной силы:

- а) - напряжения в полярных координатах;
 б) - схема действия напряжений по граням элементарного объема.

Необходимо найти напряжение в точке $M(y,z)$.

В полярных координатах положение точки М определяется радиусом R и углом β .

Данная задача впервые решена французским математиком Ж.Буссинеском. Он предположил, а впоследствии было доказано с использованием закона всемирного тяготения, что нормальное напряжение σ_R по направлению радиуса R прямо пропорционально $\cos\beta$ и обратно пропорционально квадрату радиуса (R^2):

$$G_R = A \cdot \frac{\cos \beta}{R^2}, \quad (8.3)$$

где A – некоторый коэффициент пропорциональности который можно определить из условия равновесия полушаровой области грунта, ограниченной радиусом R , рис 8.8, 8.9.

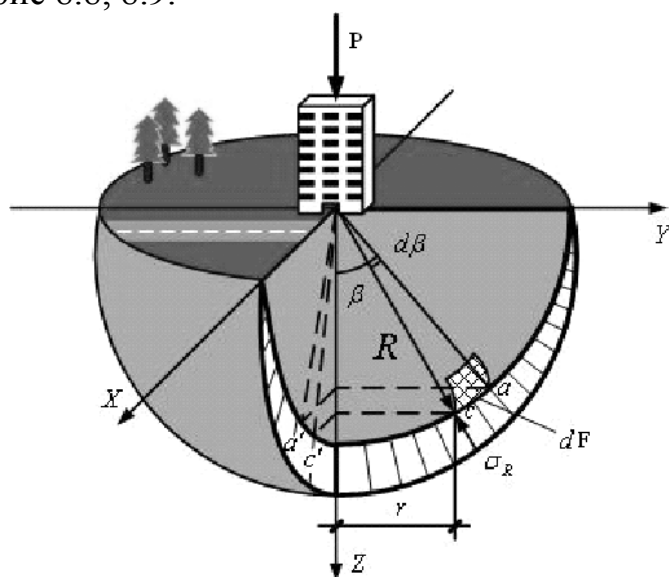


Рис.8.8. Полушаровая область грунтового массива с радиусом R

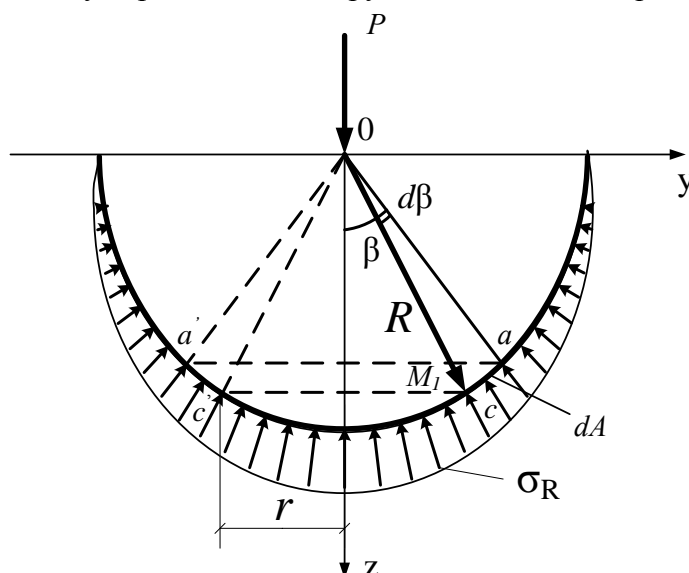


Рис. 8.9. Расчетная схема к составлению уравнения равновесия полушарового сечения

Условие равновесия полушарового сечения запишем в виде суммы проекции всех сил на ось Z .

$$\sum z = 0$$

По направлению оси Z действует только сила P . В противоположном направлении действует реакция со стороны окружающего полушар грунта, численно равная напряжению σ_R . Равнодействующую эпюры σ_R и ее проекцию на ось Z можно определить через определенный интеграл, взятый от произведения $\sigma_R \cos \beta$:

$$\int_F \sigma_R \cdot \cos \beta \cdot dF$$

Тогда условие равновесия можно записать в виде:

$$P - \int_F \sigma_R \cdot \cos \beta \cdot dF = 0, \quad (8.4)$$

Определим площадь элементарной полосы dF через полярные координаты:

$$\begin{aligned} |aa'| &= 2\pi R \cdot \sin \beta \\ |ac| &= R \cdot d\beta \\ dF &= 2\pi R \cdot \sin \beta \cdot R d\beta, \end{aligned} \quad (8.5)$$

Подставив (8.5) в (8.4), получим:

$$P - A \cdot 2\pi \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^2 \beta \cdot \sin \beta \cdot d\beta = 0, \quad (8.6)$$

Откуда:

$$P - \frac{2}{3} A \cdot \pi = 0, \quad (8.7)$$

Таким образом искомый коэффициент пропорциональности численно равен:

$$A = \frac{3P}{2\pi}, \quad (8.8)$$

Окончательно получаем:

$$\sigma_R = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{\cos \beta}{R^2}, \quad (8.9)$$

Перейдем от напряжений в полярной системе координат к декартовой, рис.8.10.

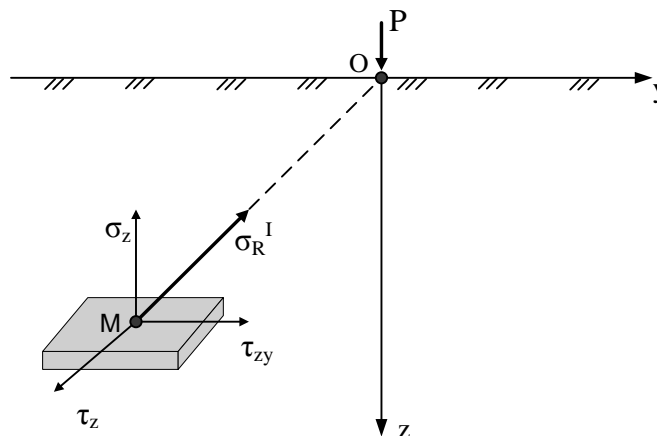


Рис.8.10 Схема действия напряжений на элементарной площадке в точке M

При переходе необходимо учитывать, что в этом случае меняется не только направление действия напряжений, но и ориентация элементарной площадки. Первоначально определим напряжение σ'_R к площадке параллельной плоскости полупространства.

$$\begin{aligned}\sigma_R^1 &= \sigma_R \cdot \cos \beta \\ \cos \beta &= \frac{z}{R} \\ \sigma_R^1 &= \frac{3 P z^2}{2 \pi R^4},\end{aligned}\tag{8.10}$$

Аналогично можно определить нормальные и касательные напряжения, действующие на данной элементарной площадке:

$$\sigma_z = \sigma_R^1 \cdot \cos \beta$$

$$\begin{cases} \sigma_z = \frac{3 P z^3}{2 \pi R^5} \\ \tau_{zy} = \frac{3 P yz^2}{2 \pi R^5}, \\ \tau_{zx} = \frac{3 P xz^2}{2 \pi R^5} \end{cases}\tag{8.11}$$

Представим величину R в виде:

$$R = \sqrt{z^2 + r^2} = z \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}},\tag{8.12}$$

Тогда:

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi \cdot \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} \cdot \frac{P}{z},\tag{8.13}$$

или

$$\sigma_z = k \cdot \frac{P}{z^2},\tag{8.14}$$

где k – коэффициент, определяемый по таблицам в зависимости от $\frac{r}{z}$.

8.5.1. Определение напряжений при действии нескольких сосредоточенных сил

В случае действия на основание нескольких сосредоточенных сил, напряжения определяются с использованием принципа суперпозиции:

Напряжения от действия нескольких внешних нагрузок могут быть определены как сумма напряжений от действия каждой нагрузки в отдельности.

Таким образом общая формула для определения напряжений от действия нескольких сосредоточенных сил может быть записана в виде:

$$\sigma_z = K_1 \cdot \frac{P_1}{z^2} + K_2 \cdot \frac{P_2}{z^2} + \dots + K_n \frac{P_n}{z^2}, \quad (8.15)$$

8.5.2. Приближенный метод определение напряжений от нагрузки произвольно распределенной на некоторой площади

При сложно распределённой нагрузке любой формы площадь загрузения разбивают на отдельные элементы и заменяют силовое воздействие сосредоточенной нагрузкой. (8.11)

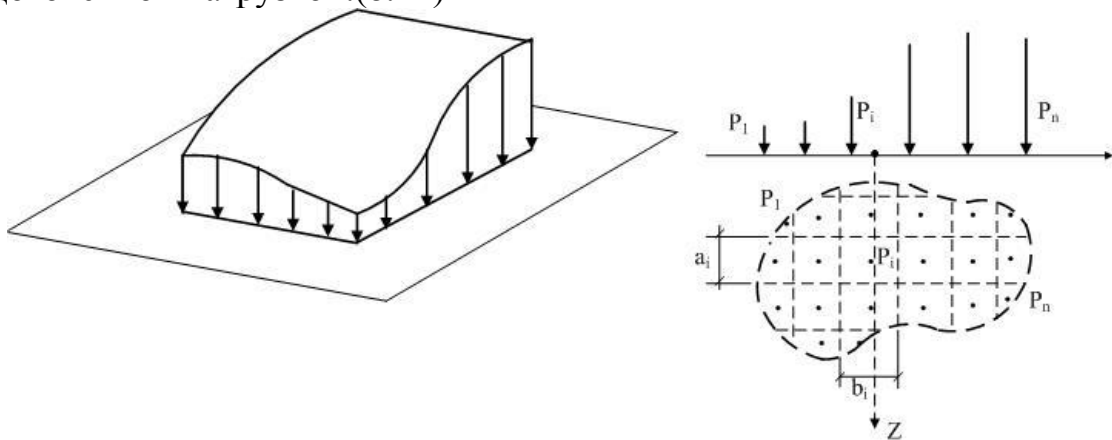


Рис. 8.11. Расчетная схема при определении напряжений от нагрузки распределенной по площади

Значение сосредоточенной силы будет равно равнодействующей в пределах элементарной площади A_i . При этом, с определенным допущением, считаем, что в пределах одного элемента интенсивность распределенной нагрузки постоянна $q(x_i, y_i) = \text{const}$. Тогда равнодействующую можно определить через произведение интенсивности распределенной нагрузки на площадь элементарного элемента:

$$P_i = q(x_i, y_i) \cdot A_i$$

Полное напряжение в рассматриваемой точке будет равно:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n K_i \cdot \frac{P_i}{z^2}$$

8.6. Определение напряжений от равномерно распределённой нагрузки

Нагрузки в виде сосредоточенных сил в практике строительства встречаются довольно редко. Значительно чаще на основание действуют нагрузки распределенные на некоторой площади. При этом они могут быть как равномерно-распределенные так и с произвольной функцией распределения по

площади. Форма площади нагрузок могут быть правильной формы (круг, прямоугольник и т.п.) и неправильной формы.

Однако получить строгое решение для определения напряжений удалость лишь для равномерно-распределенной нагрузки по прямоугольной площади и при треугольном характере распределения нагрузки.

Рассмотрим решения для равномерно-распределенной нагрузки, действующей на прямоугольной площади ($l \times b$), рис.8.12.

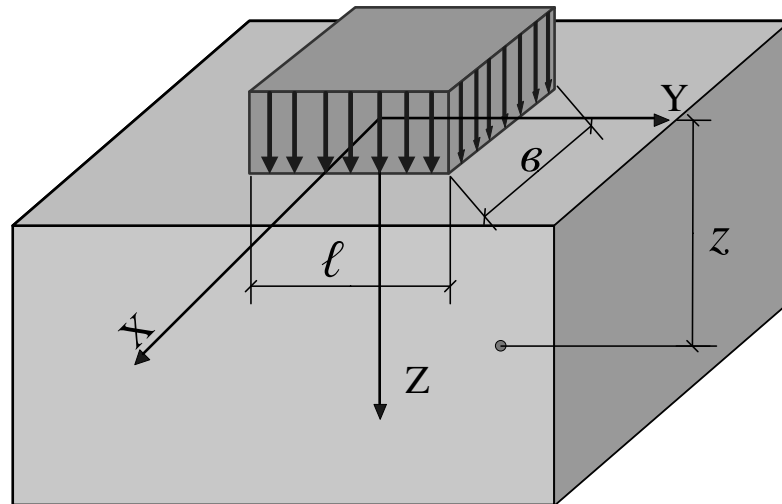


Рис.8.12. Равномерно-распределенная нагрузка по прямоугольной площади

Решение было найдено путём интегрирования решения Буссинеска по площади загрузки. В замкнутом виде решение получено лишь для точек находящихся под **центром** и по **углам** площади загрузки.

Для **угловых** точек:

$$\sigma_{zc} = \frac{P}{2\pi} \cdot \left[\frac{l \cdot b \cdot z}{D} \cdot \frac{l^2 + b^2 + 2z^2}{D^2 \cdot z^2 + l^2 \cdot b^2} + \arcsin \left(\frac{l \cdot b}{\sqrt{l^2 + z^2} \cdot \sqrt{b^2 + z^2}} \right) \right], \quad (8.16)$$

где

$$\left(\frac{D}{z} \right)^2 = R^2 = l^2 + b^2 + z^2 \quad (8.17)$$

Зависимость (8.16) можно записать в виде:

$$\sigma_{zc} = \alpha_c \cdot P, \quad (8.18)$$

где – α_c коэффициент рассеивания напряжений, который можно определить по соответствующим таблицам в зависимости от $\left(\frac{z}{b} : \frac{l}{b} \right)$

$$\alpha_c = f_{mc} \left(\frac{z}{b} : \frac{l}{b} \right)$$

где f_{mc} – табличная функция для угловых точек.

Аналогично для точек находящихся под центром площади загрузки:

$$\sigma_{zo} = \alpha_o \cdot P, \quad (8.19)$$

$$\alpha_o = f_{mo} \left(\frac{z}{b} : \frac{l}{b} \right), \quad (8.20)$$

где f_{mc} – табличная функция для точек под центром площади загрузки.

В свое время было доказано, что напряжение σ_{zo} под центром площади загрузки на глубине z в четыре раза больше, чем напряжение под угловыми точками, находящимися на глубине $2z$ (рис 8.13.).

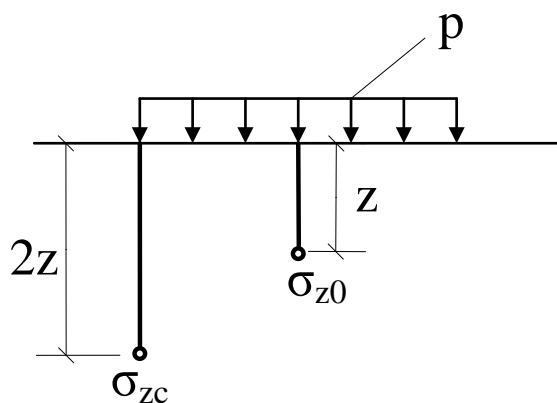


Рис. 8.13. Схема, иллюстрирующая соотношение между угловыми и осевыми напряжениями

Таким образом можно записать:

$$\sigma_{zo} = 4 \cdot \sigma_{zc}$$

При этом коэффициенты рассеивания как для точек, находящихся под центром площади загрузки так и для угловых точек в этом случае можно определять по одним и тем же таблицам:

$$\alpha_0 = f\left(\frac{2 \cdot z}{b}; \frac{l}{b}\right)$$

$$\alpha_c = \frac{1}{4} \cdot f\left(\frac{z}{b}; \frac{l}{b}\right)$$

где f – табличная функция

8.7. Метод угловых точек

При расчете оснований фундаментов необходимо знать не только напряжения под центром и углами площади загрузки, но и в любой точке грунтового массива. В этом случае можно воспользоваться **методом угловых точек**, основанным на принципе суперпозиции.

Для этого грузовая площадь разбивается на отдельные прямоугольные участки таким образом, чтобы точка, в которой требуется определить напряжение, стала угловой для них. Напряжение в этом случае определяется как сумма напряжений от отдельных участков грузовой площади.

Рассмотрим несколько примеров определения напряжений по данному методу.

Пример 1: Точка находится под одной из сторон площади загрузки, рис.8.14. В данном случае общую площадь загрузки разбиваем на два прямоугольных участка, для удобства обозначив их диагоналями 1, 2.

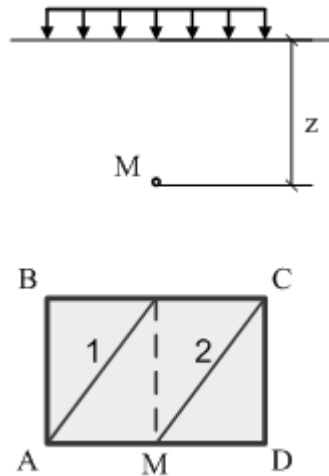


Рис 8.14. Схема к определению напряжений по методу угловых точек. Пример 1

Полное сжимающее напряжение в точке М будет равно сумме напряжений от двух участков:

$$\sigma_z = \alpha_1 \cdot p + \alpha_2 \cdot p = (\alpha_1 + \alpha_2) \cdot p \quad (8.21)$$

где p - интенсивность равномерно-распределенной нагрузки.

$$\alpha_1 = \frac{1}{4} f\left(\frac{z}{b_1}; \frac{l_1}{b_1}\right)$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{4} f\left(\frac{z}{b_2}; \frac{l_2}{b_2}\right),$$

При определении коэффициентов рассеивания напряжений α_1 α_2 по таблицам необходимо помнить что l – наибольшая сторона прямоугольника, b – наименьшая сторона прямоугольника. К примеру, для первого участка:

$$l_1 = |AB|, b_1 = |AM|$$

Пример 2: Точка находится под площадью загрузки, рис.8.15.

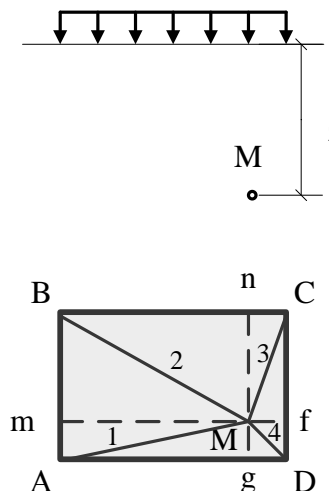


Рис 8.15. Схема к определению напряжений по методу угловых точек.

В этом случае напряжение в точке М определяется как сумма напряжений от участков 1,2,3,4:

$$\sigma_z = (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4) \cdot p \quad (8.22)$$

Пример 3: Точка расположена за пределами площади загрузки. В этом случае достроим площадь загрузки «мнимой» нагрузкой и разобьем полученную грузовую площадь на участки 1, 2, 3, 4, рис.8.16.

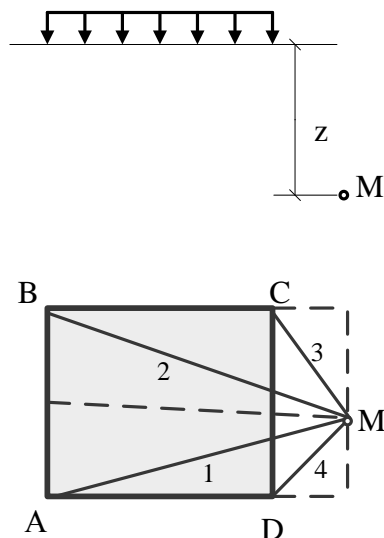


Рис 8.16. Схема к определению напряжений по методу угловых точек. Пример 3

Напряжение в точке М будет равно сумме напряжений от участков 1, 2, за вычетом напряжений от несуществующих, «мнимых» участков 3,4.

$$\sigma_z = (\alpha_1 + \alpha_2 - \alpha_3 - \alpha_4) \cdot p \quad (8.23)$$

Пример 4: Точка находится за пределами площади загрузки как показано на рис.8.17.

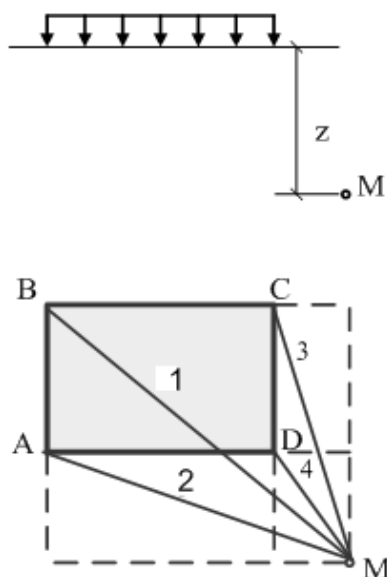


Рис 8.17. Схема к определению напряжений по методу угловых точек. Пример 4

Как и в предыдущем случае достроим грузовую площадь «мнимой» нагрузкой. Точка М будет угловой для прямоугольника 1. Напряжение в этой точке будет равно напряжению от площади загрузки 1 за вычетом напряжений от несуществующих участков 2, 3. Однако напряжения от участка 4 вычитаются два раза. Поэтому окончательная формула для определения напряжений в точке М будет выглядеть следующим образом:

$$\sigma_z = (\alpha_1 - \alpha_2 - \alpha_3 + \alpha_4) \cdot p \quad (8.24)$$

8.8. Определение напряжений от нагрузки по гибкой полосе

Отдельные типы фундаментов имеют достаточно выраженную вытянутую форму (к примеру, фундаменты под стены здания). В этом случае нагрузку на грунтовое основание можно представить в виде полосовой бесконечной равномерно-распределенной нагрузки, рис.8.18.

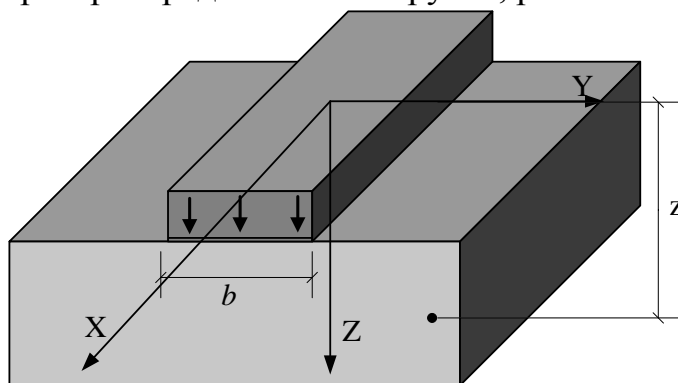


Рис. 8.18 Полосовая равномерно-распределенная нагрузка

Напряженно-деформируемое состояние грунтового основания в этом случае будет соответствовать **плоскому**. Как известно из курса сопротивления материалов при плоском напряженно-деформируемом состоянии напряжения, перпендикулярные рассматриваемой плоскости, либо постоянные либо равны 0. То же можно сказать и о деформациях.

Поэтому для оценки напряженно-деформируемого состояния грунтового основания в плоской задаче достаточно определить 3 компонента тензора напряжений $-\sigma_z, \sigma_y, \tau_{zy}$.

Расчетная схема к определению напряжений от полосовой нагрузки приведена на рис.8.19.

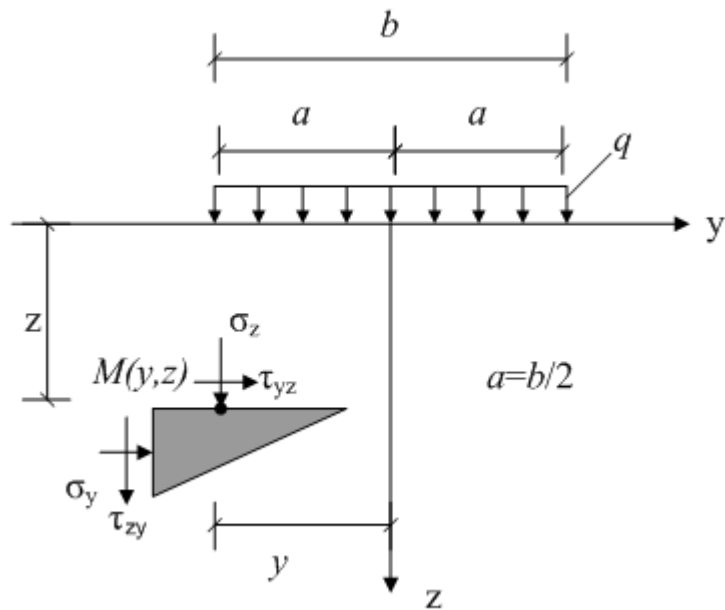


Рис. 8.19. Расчетная схема к определению напряжений от полосовой нагрузки

Решение для данного случая также было получено путем интегрирования уравнения Буссинеска с учетом граничных условий для полосовой нагрузки.

$$\begin{cases} \sigma_y = \frac{q}{\pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{a-y}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+y}{z} \right) + D \\ \sigma_z = \frac{q}{\pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{a-y}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+y}{z} \right) - D \\ \tau_{yz} = \tau_{zy} = \frac{4aqyz^2}{\pi \left[(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2z^2 \right]} \end{cases} \quad (8.25)$$

где a - полуширина полосовой нагрузки;
 q - интенсивной нагрузки;
 y, z - координаты точки M ;

$$D = \frac{2aqz(y^2 - z^2 - a^2)}{\pi \left[(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2z^2 \right]}.$$

Главные напряжения можно определить через угол видимости α , представляющий собой угол между линиями, соединяющими точку M с границами полосовой нагрузки, рис.8.20.

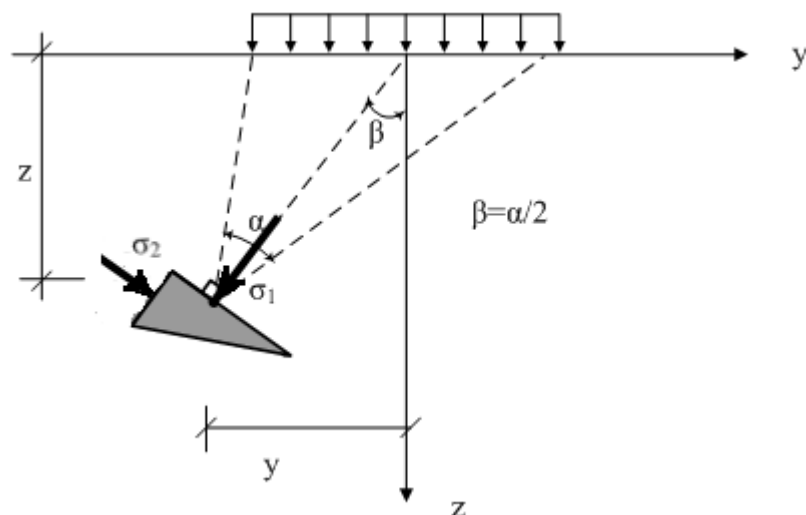


Рис. 8.20. Направление действия главных напряжений при полосовой нагрузке

Значение главных напряжений можно определить по следующим зависимостям:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{q}{\pi} \cdot (\alpha + \sin \alpha), \\ \sigma_2 = \frac{q}{\pi} \cdot (\alpha - \sin \alpha); \end{cases} \quad (8.26)$$

Следует отметить, что площадка, на которой действует главное напряжение σ_1 , перпендикулярна биссектрисе угла видимости.

8.9. Методы графического представления поля напряжения

Для того, чтобы представить характер распределения (рассеивания) напряжений в грунтовом основании в механике грунтов применяются следующие основные методы графической визуализации поля напряжений:

- Эпюры напряжений;
- Линии одинаковых напряжений (изобары);
- Эллипсы напряжений.

Как известно эпюры напряжения это *график изменения напряжений построенный для точек, лежащих на одной линии*. Примеры эпюр напряжений σ_z , построенных по различным линиям приведен, на рис.8.21.

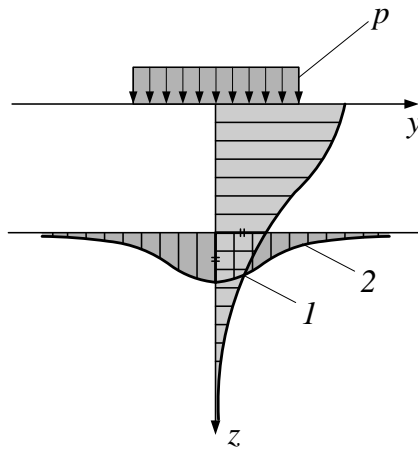


Рис.8.21. Примеры эюр напряжений σ_z 1- вдоль вертикальной линии, 2- вдоль горизонтальной линии

Линии одинаковых напряжений (изобары) *связывают точки с равными напряжениями*. Примеры изобар для полосовой нагрузки приведены на рис.8.22.

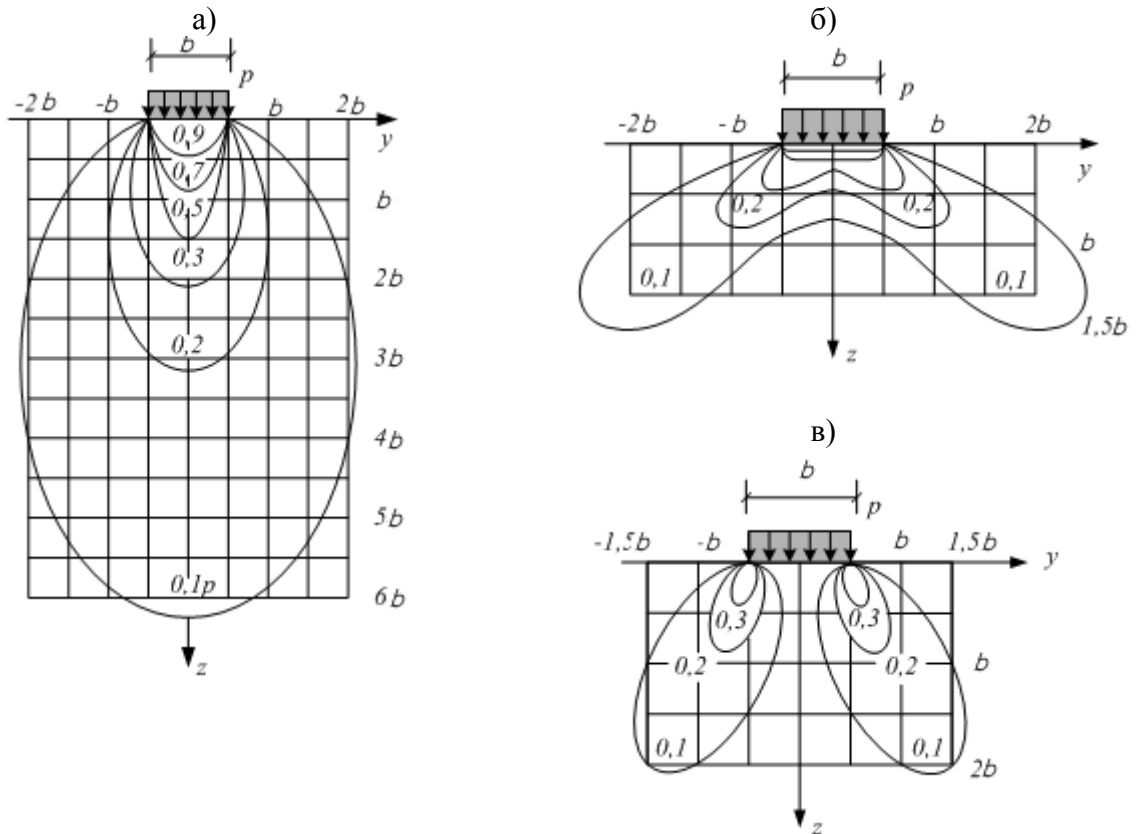


Рис.8.22. линии одинаковых напряжений: а) – для σ_z ; б) – для σ_y ; в) – для τ_{zy} .

Эллипсы напряжений позволяют графически представить направление и интенсивность главных напряжений в массиве грунта. Эллипсы напряжений строятся таким образом, чтобы направление и размер главной оси эллипса соответствовал главному напряжению σ_1 , а вторая ось эллипса – напряжению σ_2 , рис.8.23

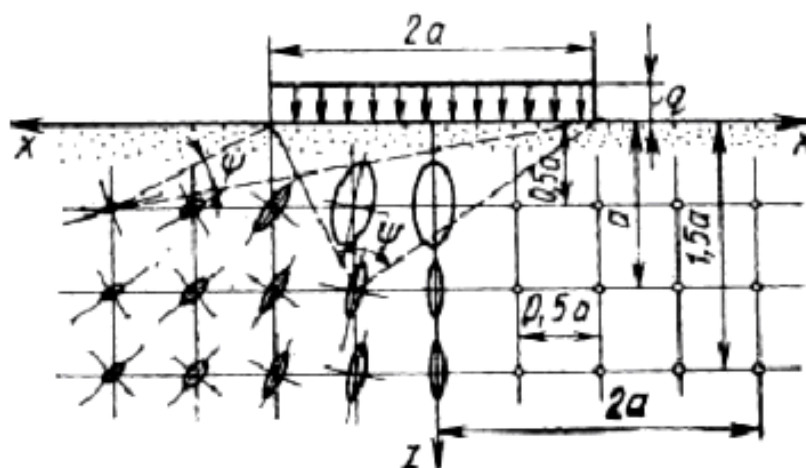


Рис.8.23. Эллипсы напряжений

8.10. Распределение напряжений от собственного веса грунта

Как уже отмечалось выше, на напряженно-деформированное состояние грунтового массива большое влияние оказывают напряжения от собственного веса грунта. При мощности активной толщи в несколько метров напряжения от собственного веса вышележащих пород будут сопоставимы с напряжениями от фундаментов сооружения.

Давление, которое создает вес вышележащих породы грунтов в природном залегании, называется **природным** или **бытовым**. Величину *природного* давления для полностью однородного основания можно определить как произведение удельного веса грунта на высоту рассматриваемого объема.

При горизонтальной дневной поверхности основания и при отсутствии бокового расширения грунта давление от веса грунта будет равно сжимающему напряжению σ_{zg} . Эпюра сжимающих напряжений от собственного веса грунта будет треугольной.

В неоднородных грунтах напряжения от собственного веса можно определить как сумму напряжений от веса вышележащих пород:

$$\sigma_{zg}^M = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i, \quad (8.27)$$

где h_i - мощность i -го слоя.

γ_i - удельный вес i -го слоя грунта.

Пример эпюры напряжения от собственного веса грунта приведен на рис.8.24.

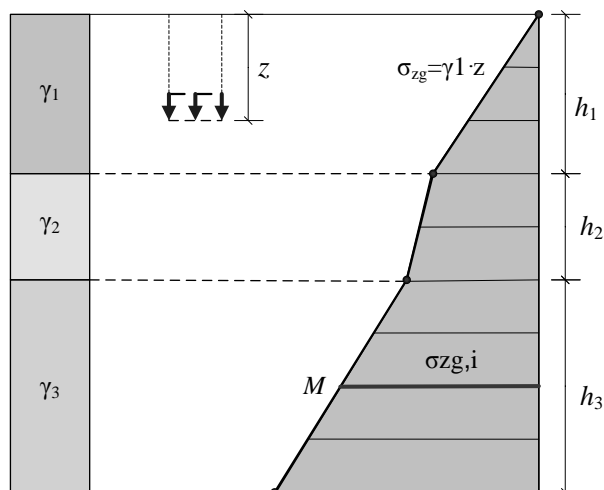


Рис. 8.24. Пример эпюры сжимающих напряжений от собственного веса грунта

В водонасыщенных грунтах γ определяется с учётом взвешивающего действия воды. В водовмещаемых породах (валунные, гравийные грунты, пески, легкие супеси) удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды можно определить по формуле:

$$\gamma_i^w = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$$

где γ_s – удельный вес твердых частиц грунта,
 γ_w – удельный вес воды (10 кН/м³),
 e – коэффициент пористости грунта

Взвешивание водой частиц грунта приводит к уменьшению веса пород в 1.5 – 2 раза.

Если водовмещаемый слой подстилается практически водонепроницаемым грунтом (однородными глинистыми грунтами) взвешивающее действие воды снимается и на кровле водоупора добавится давление от веса воды, находящейся в порах грунта.

На рис.8.25 приведен пример эпюры природного давления с учетом взвешивающего действия воды и наличия водоупорных слоев грунта.

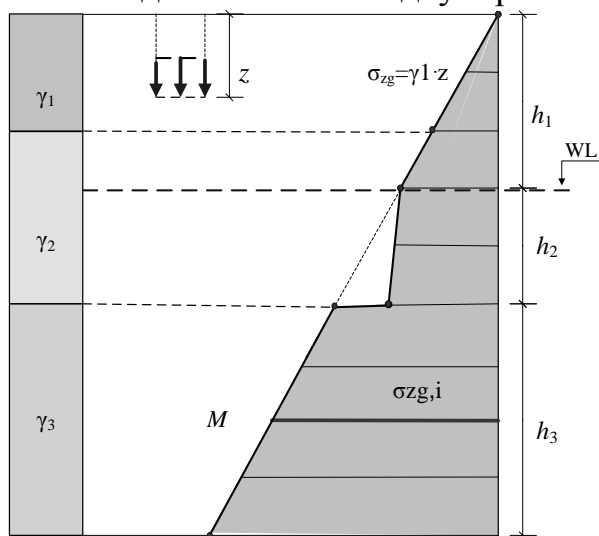


Рис. 8.25. Пример эпюры природного давления с учетом взвешивающего действия воды и наличия водоупорных слоев грунта

В глинистых грунтах из-за их плотной упаковки и высокой активности, связанной воды гидростатическое давление свободной воды действует лишь на ограниченной поверхности частицы. В этом случае Архимедова сила будет меньше, и будет иметь место лишь частичное взвешивание. Удельный вес грунта в этом случае можно определить из выражения

$$\gamma_i^w = \gamma_d - \alpha_m \cdot \gamma$$

где α_m – коэффициент меньше 1, принимаемый в зависимости от типа грунта.

В практических расчетах можно всегда принять полное взвешивание, тем более, что в этом случае погрешность определения природного давления практически всегда идет в запас надежности расчета.

Вопросы для самоконтроля

1. Какие расчетные модели наиболее часто применяются при расчете оснований фундаментов?
2. Что подразумевается под понятием «напряжение» применительно к дисперсной среде?
3. Перечислите фазы напряженно-деформированного состояния грунта.
4. Сформулируйте принцип линейной деформируемости грунта.
5. Перечислите основные допущения методов определения напряжений в грунте как линейно-деформируемого сплошного тела.
6. Как определяется сжимающее напряжение σ_z от сосредоточенной силы?
7. Как определить напряжение σ_z от нескольких сосредоточенных сил?
8. Как определить напряжение от равномерно-распределенной нагрузки (табличный метод)?
9. Основные положения метода угловых точек при определении напряжений в массиве грунта.
10. Как определить напряжение от нагрузки по гибкой полосе?
11. Как определить напряжение от собственного веса грунта?

9. ТЕОРИЯ ПРЕДЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ

9.1. *Предельное напряженное состояния грунтового массива*

Грунтовая среда, как и любой другой конструкционный материал, при достижении предельного напряженно-деформируемого состояния может исчерпать свою несущую способность.

В твердой сплошной среде при исчерпании несущей способности появляются трещины и разрывы, которые в конечном итоге приводят к раздроб-

лению материала конструкций (хрупкое разрушение) или к развитию значительных пластических деформаций (вязко-пластическое разрушение).

В грунтовом основании, представляющем собой дисперсную среду, состоящую из мелкораздробленных частиц скальных и магматических пород, схема «разрушения» отличается от хрупкой или вязкопластической схемы.

Во-первых, исчерпание несущей способности грунтового массива приводит не к его «раздроблению», а к образованию поверхностей сдвига и в конечном итоге к общей потере **устойчивости основания**. Термин «разрушение» грунтового основания можно применять лишь для скальных пород. Для дисперсных сред правильнее применять термин **потеря устойчивости**.

Во-вторых, наступление предельного состояния в одной точке или в некоторой ограниченной области *не является достаточным условием* для исчерпания несущей способности всего основания. При достижении предельных значений напряжений в отдельных точках грунтовой среды образуются локальные области сдвига, которые не оказывают существенного влияния на напряженное состояние всего основания в целом. Для того чтобы основание потеряло устойчивость зоны с предельным напряженным состоянием должны достигнуть определенных размеров, сопоставимых с размерами фундамента.

На рис.9.1 показаны две схемы, иллюстрирующие характер исчерпания несущей способности грунта. В первом случае (рис.9.1-а), при достижении некоторой предельной нагрузки основание под фундаментом значительно деформируется, часть грунта сдвигается, и его поверхность вблизи фундамента приподымается. Этот процесс называют *потерей устойчивости основания с образованием зоны выпора грунта* на поверхность.

Во втором случае (рис.9.1-б) исчерпание несущей способности сопровождается сползанием части грунтового массива по некоторой поверхности, называемой *поверхностью сдвига*. Данный случай соответствует потере устойчивости откоса.

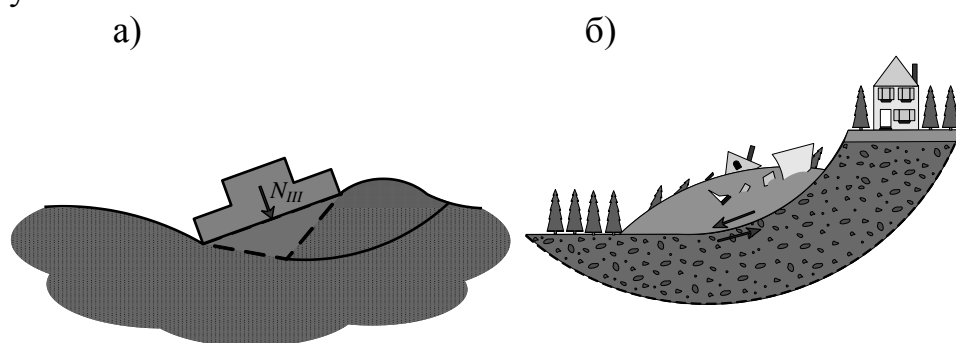


Рис.9.1. Схемы потери устойчивости грунтового массива: а)-потеря устойчивости оснований фундаментов; б)-потеря устойчивости откосов

В обоих случаях при потере устойчивости оснований происходит **сдвиг** одной части грунтового массива относительно другой. Поэтому несущая способность основания будет определяться сопротивлением **грунта сдвигу**. Условие сохранения равновесия грунтового массива можно получить при

сопоставлении касательных напряжений с предельными, определяемыми, как правило, по закону Кулона (лекция 5).

Касательные напряжения, как известно, развиваются в первую очередь по углам подошвы фундамента (см. лекцию 8) и поэтому своего предельного значения они достигают сначала в угловых зонах основания, рис.9.2. С увеличением нагрузки угловые зоны основания с предельными касательными напряжениями увеличиваются. Образуются обширные области сдвига, после слияния которых и происходит выпор грунта.

Область предельного равновесия представляет собой некоторый объем грунтового основания, в котором касательные напряжения достигают своих предельных значений.

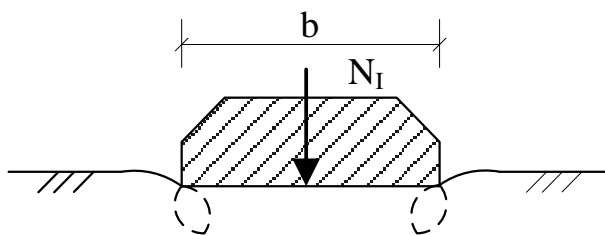


Рис.9.2. Развитие зон предельного равновесия по углам фундамента

Определение размеров и очертания зон предельного равновесия в момент потери устойчивости является одной из основных задач теории предельного равновесия.

В дальнейшем под *предельным напряженным состоянием* будем подразумевать

такое состояние, при котором малейшее добавочное силовое воздействие или уменьшение прочности грунта приводит к нарушению существующего равновесия и в конечном итоге к потере устойчивости всего массива грунта.

Последствия наступления предельного состояния в грунтовых основаниях для зданий и сооружений носят, как правило, катастрофический характер, рис.9.3. Поэтому такое напряженное состояние грунтов следует рассматривать как недопустимое.



Рис.9.3. Примеры потери устойчивости оснований

В предыдущей лекции мы рассмотрели методы определения напряжений в грунте. Теперь ответим на вопрос: *какой уровень напряженного состояния грунтового массива будет предельным и чему равны критические нагрузки, соответствующие исчерпанию его несущей способности?*

В рамках теории о предельном напряженно-деформируемом состоянии решаются задачи не только по определению значений критических нагрузок, но и задачи по расчету *устойчивости откосов* и по определению *давления грунта на подпорные сооружения*.

9.2. Начальная и предельная критические нагрузки

Рассмотрим схему развития областей предельного напряженного состояния под подошвой фундамента и сопоставим ее с фазами напряженно деформируемого состояния грунта (рис.8.5). Как уже отмечалось выше, области предельного равновесия первоначально возникают по углам фундамента, рис.9.4-а. Нагрузку, при которой начинают образовываться первые области сдвига обозначим N_I . Считается, что нагрузка N_I соответствует окончанию фазы упругих деформаций.

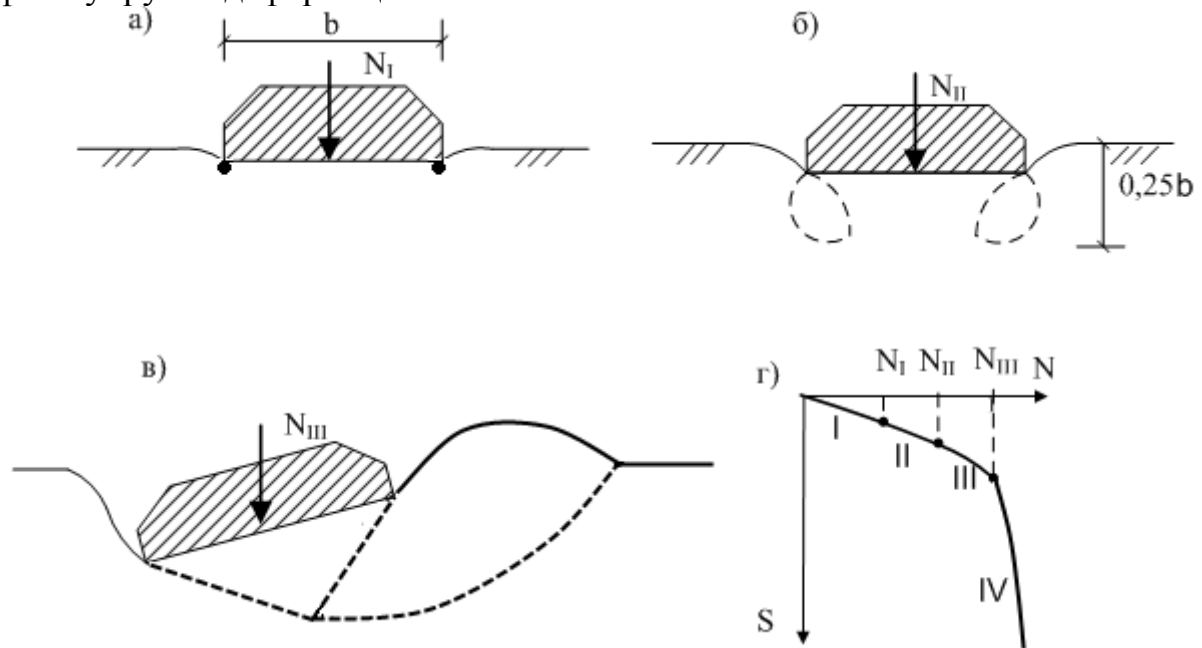


Рис.9.4. Схема развития зон предельного равновесия с увеличением нагрузки на основание: а) – в момент образования областей предельного состояния; б) – в момент, когда область предельного равновесия достигает глубины $0,25b$; в) – в момент образования выпора грунта; г) – график зависимости осадки фундамента s от нагрузки N .

По мере увеличения нагрузки на фундамент, области, в которых касательные напряжения достигают предельных значений, постепенно увеличиваются. Принято считать, что когда глубина развития зон предельного равновесия достигает четверти ширины фундамента ($0,25b$) фаза уплотнения и местных сдвигов переходит в фазу интенсивного развития сдвиговых деформаций.

Нагрузка N_{II} , соответствующая окончания фазы II, называется **начальной критической нагрузкой**. Как уже отмечалось выше (лекция №8) эта нагрузка рассматривается как *условный предел пропорциональности*, ограничивающий область применимости теории линейно - деформируемых тел при определении напряжений в массиве грунта.

При дальнейшем увеличении нагрузки зоны предельного равновесия расширяются и, в конечном итоге, сливаются. В результате происходит либо поверхностный, рис.9.4-в, либо глубинный выпор, рис.9.5.

Нагрузка N_{III} , при которой основание теряет устойчивость, называется **предельной критической нагрузкой**.

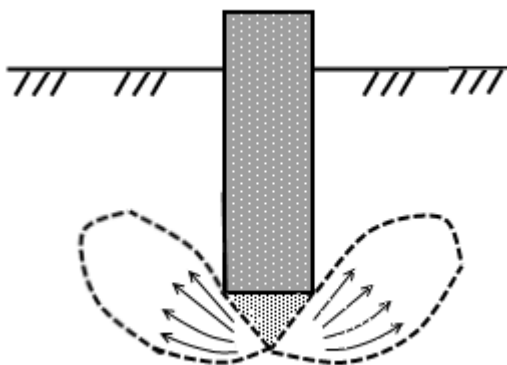


Рис. 9.5. Глубинный выпор

9.3. Точные решения теории предельного равновесия

Один из способов решения задачи о предельном напряженном состоянии основывается на модели среды теории предельного равновесия (лекция 8) или на модели упругопластической среды (смешанная модель теорий линейно-деформируемой среды и среды теории предельного равновесия).

Решение может быть получено при совместном рассмотрении дифференциальных уравнений равновесия грунта, обладающего удельным весом γ и уравнения прочности Мора-Кулона (5.9). В плоской задаче данную систему уравнений можно записать в виде:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} = \gamma \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_y}{\partial z} = 0 \\ \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2 \cdot c \cdot ctg \varphi + \sigma_1 + \sigma_2} = \sin \varphi, \text{ èèèè } \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = \sin \varphi \end{array} \right., \quad (9.1)$$

где σ_z , σ_y , τ_{yz} – компоненты тензора напряжений в декартовой системе координат; σ_1 , σ_2 – главные напряжения.

Используя тригонометрические преобразования, уравнения прочности Мора-Кулона (5.9, 5.10), запишем в виде:

Для несвязанных грунтов

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ \pm \frac{\varphi}{2} \right) \quad . \quad (9.2)$$

Аналогично для связанных грунтов:

$$\frac{1}{\cos \varphi} \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} - \operatorname{tg} \varphi \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = c \quad . \quad (9.3)$$

Те же уравнения запишем через напряжения, действующие на площадках параллельных декартовой системе координат OZY .

Для несвязанных грунтов:

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{zy}^2}{(\sigma_y + \sigma_z)^2} = \sin^2 \varphi \quad , \quad (9.4)$$

То же для связанных грунтов:

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4 \cdot \tau_{yz}^2}{(\sigma_z + \sigma_y + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi \quad (9.5)$$

Окончательно система уравнений для определения напряжений, соответствующих предельному напряженному состоянию грунтового массива для плоской задачи будет иметь вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} = \gamma \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0 \\ \frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{zy}^2}{(\sigma_y + \sigma_z + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi \end{array} \right. \quad (9.6)$$

Полученная система (9.6) из трех уравнений с тремя неизвестными является статически определимой и может быть решена известными методами высшей математики. Сложность получения решения в замкнутом виде обуславливается тем, что два уравнения в системе (9.6) записаны в дифференциальном виде.

Решение этих уравнений зависит от граничных условий, и в целом может быть получено лишь методами численного интегрирования. Одним из первых кому удалось решить данную задачу, был российский ученый В.В.Соколовский. Полученные им решения для определения *предельной критической нагрузки* рассмотрим в разделе 9.5.

Для определения *начальной критической* нагрузки можно воспользоваться известными уравнениями теории линейно-деформируемых тел и получить решения в замкнутом виде, удобными для практического применения.

9.4. Начальная критическая нагрузка

Начальная критическая нагрузка может быть определена при совместном решении уравнений для определения главных напряжений от полосовой нагрузки (8.26) и уравнения предельного равновесия в точке Мора-Кулона (5.9, 5.10).

Расчетная схема для определения начальной критической нагрузки приведена на рис.9.4. Если фундамент заглублен в грунт на величину d , помимо нагрузки от фундамента, на основание будет оказывать давление вес вышележащего грунта, который можно заменить равномерно-распределенной нагрузкой интенсивностью $q = \gamma \cdot d$, бесконечно простирающейся в плане.

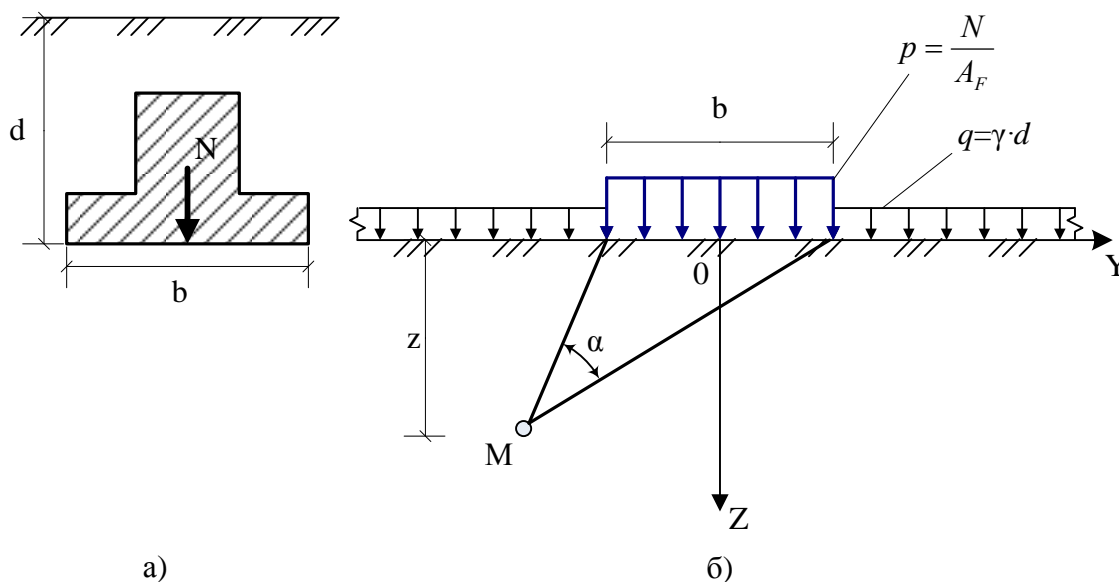


Рис. 9.5. Расчетная схема к определению начальной критической нагрузки:
 а) - схема заглубленного фундамента;
 б) – расчетная схема к определению начальной критической нагрузки

Сформируем основные допущения при определении начальной критической нагрузки:

- условия деформирования грунтового основания соответствуют условиям принципа линейной деформируемости грунта (лекция 8)
- напряжения от собственного веса грунта имеют гидростатические распределения (шаровой тензор напряжений), т.е:

$$\sigma_{g1} = \sigma_{g2} = \sigma_{g3}, \quad (9.7)$$

- главные напряжения от дополнительного давления принимаем как для полосовой нагрузки (в условиях плоско-напряженного деформируемого состояния) (лекция 10).

$$\sigma_{01} = \frac{P_0}{\pi} (\alpha + \sin \alpha)$$

$$\sigma_{03} = \frac{P_0}{\pi} (\alpha - \sin \alpha)$$
(9.8)

где $p_0 = p - \gamma' d$ - дополнительное (сверхприродного) давление на уровне подошвы фундамента.

Главное напряжение σ_1 в точке М будет складываться из напряжений от дополнительного давления от фундамента σ_{01} и напряжений от собственного веса грунта σ_{g1} :

$$\sigma_1 = \sigma_{01} + \sigma_{g1}$$

Аналогично для σ_3 :

$$\sigma_3 = \sigma_{03} + \sigma_{g3}$$

Согласно принятому допущению:

$$\sigma_{g1} = \sigma_{g2} = \sigma_{g3} = \gamma' d + \gamma z, \quad (9.9)$$

где $\sigma_{g1}, \sigma_{g2}, \sigma_{g3}$ - главные напряжения от собственного веса;
 γ' - удельный вес грунта выше подошвы фундамента
 γ - то же ниже подошвы грунта.

Суммарные главные напряжения в точке М с учетом напряжений от собственного веса грунта:

$$\sigma_1 = \sigma_{01} + \sigma_{g1} = \frac{P_0}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) + \gamma' d + \gamma z \quad (9.10)$$

$$\sigma_3 = \sigma_{03} + \sigma_{g3} = \frac{P_0}{\pi} (\alpha - \sin \alpha) + \gamma' d + \gamma z \quad (9.11)$$

Исходная система уравнений будет иметь вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{p - \gamma' d}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) + \gamma' d + \gamma z \\ \sigma_3 = \frac{p - \gamma' d}{\pi} (\alpha - \sin \alpha) + \gamma' d + \gamma z \\ \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} = \sin \varphi \end{array} \right. \quad (9.12)$$

Полученная система уравнений первого порядка и может быть легко решена методом подстановки. Неизвестными в системе являются главные напряжения σ_1, σ_3 и величина Z которая определяет глубину расположения точки М с углом видимости α , находящейся в предельном напряженном состоянии, рис. 9.5.

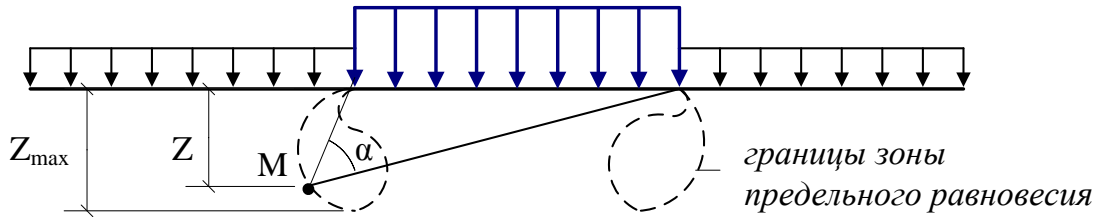


Рис.9.6. К определению максимальной глубины развития зон предельного равновесия

Решая систему (9.12) относительно Z получим:

$$Z = \frac{p - \gamma' d}{\pi \gamma} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} - \alpha \right) - \frac{c}{\gamma} \cdot \operatorname{ctg} \varphi - d \quad (9.13)$$

Для определения максимальной глубины Z_{max} , зоны предельного равновесия грунта при данной нагрузке продифференцируем уравнение (9.13) по $d\alpha$ и приравняем к 0:

$$\frac{dz}{d\alpha} = \frac{p - \gamma' d}{\pi \gamma} \left(\frac{\cos \alpha}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0 \quad (9.14)$$

Откуда:

$$\frac{\cos \alpha}{\sin \varphi} - 1 = 0$$

или

$$\begin{aligned} \cos \alpha &= \sin \varphi \\ \cos \alpha &= \cos \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \\ \alpha &= \frac{\pi}{2} - \varphi \end{aligned}$$

Таким образом, точки грунтового основания, имеющие угол видимости $\left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)$ определяют нижнюю границу развития зоны предельного равновесия грунта (рис.9.6.)

Подставив полученное значение α в уравнение (9.13) и решив его относительно P , получим:

$$p_{cr} = \frac{\pi \cdot (\gamma' \cdot z_{max} + \gamma' d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma' d \quad (9.15)$$

Допустим, что необходимо найти величину давления на основание при котором ни в одной точке грунтового массива предельное состояние не наступает. То есть примем $Z_{max} = 0$.

$$\text{Тогда } p_I = \frac{\pi \cdot (\gamma' d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma' d \quad (9.16)$$

Нагрузка p_{cr}^b - называется краевым критическим давлением, так как теоретически соответствует моменту появления по краям фундамента точек предельного равновесия.

При $z_{\max}=0.25b$ нетрудно найти величину начальной критической нагрузки:

$$p_{II} = \frac{\pi \cdot (0.25\gamma b + \gamma' d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma' d \quad (9.17)$$

Это выражение можно привести к каноническому виду:

$$p_{II} = M_{\gamma} \gamma b + M_q \gamma' d + M_c c \quad (9.18)$$

где $M_{\gamma} = \frac{0,25\pi}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$; $M_q = \frac{\pi}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + 1$; $M_c = \frac{\pi \cdot \operatorname{ctg}\varphi}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$ - коэффици-

енты несущей способности, зависящие только от угла внутреннего трения грунта φ . Давление p_{II} будет соответствовать окончанию фазы уплотнения и местных сдвигов N_{II} (рис. 19.4,г).

9.5. Предельная критическая нагрузка

9.5.1. Общие положения

Дальнейшее увеличение нагрузки сверх начальной критической p_{II} приводит к росту зон предельного равновесия в основании фундаментов. Когда области предельного равновесия сливаются, образуются поверхности скольжения, происходит сдвиг одной части грунта относительно другой. Все это сопровождается резкой просадкой фундамента, глубинным или поверхностным выпором. Грунтовое основание теряет устойчивость.

Нагрузка, при которой происходит потеря устойчивости основания, называется **предельной критической P_u** . Фактически, предельная критическая нагрузка (P_u) соответствует исчерпанию несущей способности грунта.

Как уже отмечалось выше, значение предельной критической нагрузки может быть получено при совместном решении дифференциальных уравнений равновесия грунтового массива и условия предельного равновесия Мора-Кулона (9.6).

Сложность решения данной задачи заключается в том, что напряжения деформируемого состояния грунтового основания может быть установлено лишь при использовании методов нелинейной механики грунтов.

Кроме того, не во всех точках грунтовой среды будет иметь место предельное состояние, в некоторых областях состояние предельного равновесия будет отсутствовать. То есть в данном случае мы имеем смешанную, упруго-пластическую задачу.

При такой постановке решение задачи в замкнутом виде не имеется. Фактически данная задача может быть решена лишь численными методами с использованием ЭВМ.

Если принять ряд допущений, то можно получить частные решения, позволяющие с достаточной для практических целей оценить предельную нагрузку на основание.

9.5.2. Предельная нагрузка для невесомого грунта

Впервые эта задача при сплошной и полосовой нагрузке была решена Прандлем и Рейснером.

$$P_u = (q + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg} \varphi} - c \cdot \operatorname{ctg} \varphi, \quad (9.19)$$

где q – боковая пригрузка.

Очертание линий скольжения приведено на рис.9.6.

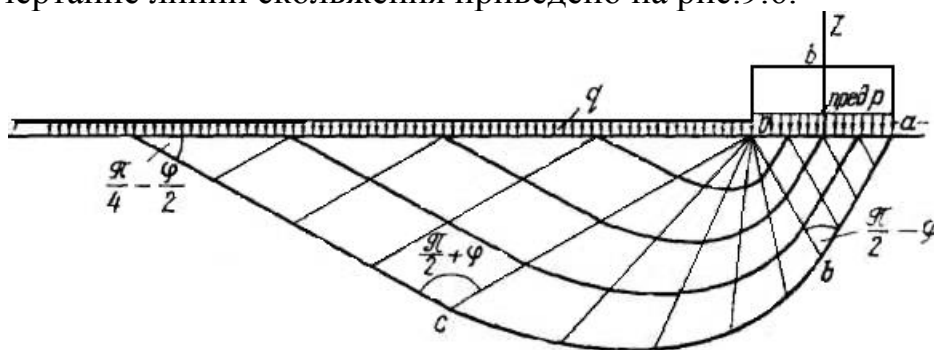


Рис.9.6. Линии скольжения при полосовой нагрузке и боковой пригрузке при $\gamma = 0$

Формулой (9.19) можно пользоваться при расчете фундаментов мелко-го заложения, когда собственным весом грунта можно пренебречь.

9.5.3. Предельная критическая нагрузка с учетом собственного веса грунта

При учете собственного веса грунта ($\gamma \neq 0$) задача по определению предельной критической нагрузки усложняется. Она становится еще более сложной, если в расчетах учитывать жесткость фундамента и трение грунта о подошву фундамента.

Впервые решения в такой постановке для полосовой нагрузки были получены Соколовским В.В. Используя численные методы решения дифференциальных уравнений им были построены поверхности скольжения в зонах предельного равновесия и приведены решения, которые в каноническом виде имеют вид:

$$P_u = N_\gamma \cdot \gamma \frac{b}{2} + N_q \cdot \gamma' d + N_c \cdot c \quad (9.20)$$

где N_γ, N_q, N_c – коэффициенты несущей способности, определяемые по таблицам, составленным при помощи ЭВМ, в зависимости от угла внутреннего трения φ и угла наклона равнодействующей нагрузки δ , рис.9.7.

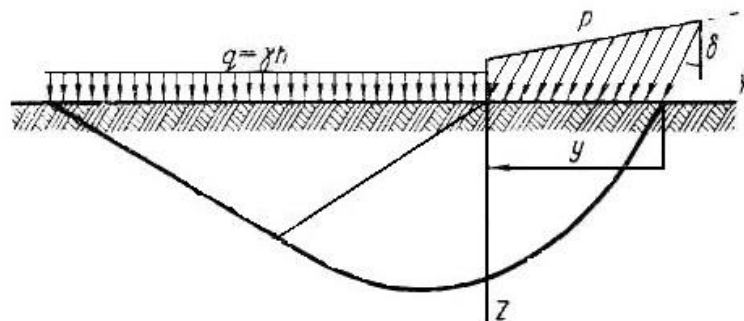


Рис. 9.7.Схема действия наклонной нагрузки на основание

Решения при пространственной (асимметричной) нагрузке найдены Березанцевым В.Т., который рассматривал грунтовое ядро под подошвой фундамента в виде прямоугольного треугольника. В этом случае очертания зон предельного равновесия будут соответствовать схеме рис.9.8.

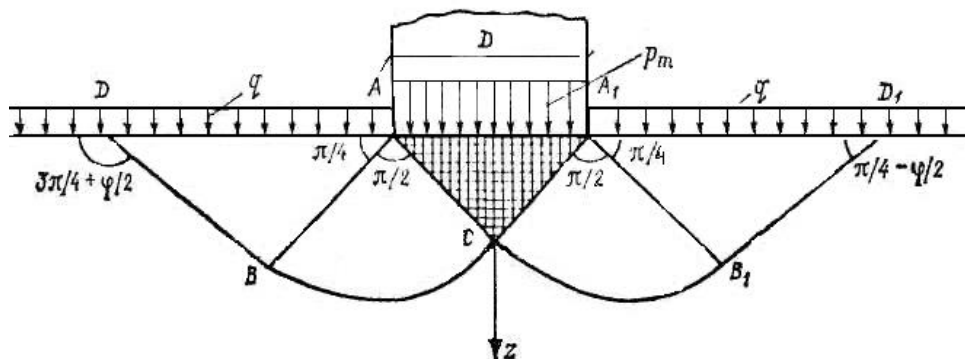


Рис.9.8. Очертания зон предельного равновесия для асимметричной нагрузки

Зависимость для определения P_u имеет такой же канонический вид (9.20), только в этом случае коэффициенты текущей способности N_γ, N_q, N_c определяются по другим таблицам.

9.5.4. Предельная нагрузка при нестабилизированном состоянии грунта

Как было отмечено ранее (см. лекцию 5) в нестабилизированном состоянии грунты обладают значительно меньшим сопротивлением сдвигу. В этом случае предельную нагрузку на основание можно получить используя решение Прандля (9.19.), принимая $\varphi=0$. Тогда для равномерно распределенной нагрузки по прямоугольной площади загрузжения:

$$P_u = 5,14c + \gamma' d \quad (9.21)$$

При круглом фундаменте:

$$P_u = 5,7c + \gamma' d \quad (9.22)$$

Приведенными выше решениями можно пользоваться при расчете центрально загруженных фундаментов. В случае значительного эксцентриситета

устойчивость фундамента значительно снижается. Для определения предельной нагрузки в этом случае необходимо применять специальные решения.

Вопросы для самоконтроля

1. Какое состояние грунта называется предельным?
2. Какие особенности исчерпания несущей способности грунта Вы знаете?
3. Что представляет собой область предельного равновесия?
4. Приведите примеры потери устойчивости грунтового основания.
5. На основании, каких уравнений можно получить точные решения для определения предельного напряженного состояния грунтового основания?
6. Как определить начальную критическую нагрузку (каноническое уравнение)?
7. Как определить предельную критическую нагрузку (каноническое уравнение)?

10. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ

10.1. Основные положения теории устойчивости откосов

10.1.1. Область практического применения задачи об устойчивости откосов

В рамках теории предельного- напряженного состояния также решается задача по расчету устойчивости откосов.

Откос – представляет собой грунтовой массив с явно выраженным перепадом высот.

Данная задача нас интересует с позиций:

- Обеспечения безопасного проведения земляных работ (устройство котлованов, траншей, насыпей),
- Обеспечения устойчивости зданий и сооружений, расположенных в непосредственной близости от откосов.

Значительные перепады высот земной поверхности могут иметь природное или искусственное происхождение. Природный характер сильно пересеченной местности обуславливается особенностями геодинамическими процессов формирования земной коры. В условиях Белоруссии холмы, гряды, возвышенности образовались при движении и таянии ледников. Глубокие овраги образовались в результате эрозионной деятельности ручьев и рек.

Наибольшую опасность с точки зрения обеспечения устойчивости представляют собой склоны оврагов и берега рек, так как непрекращающиеся процессы струйной эрозии грунта нередко приводят к образованию оползней, рис.10.1-а.

а)



б)



Рис.10.1. Оползневый участок Гапеева ручья в г.Витебске -а); откос котлована строящегося торгового центра «Марко-Сити» в г.Витебске–б);

Откосы искусственного происхождения образуются при вскрытии котлованов или траншей, рис10.1-б.

Обеспечение устойчивости откосов является одной из важнейших задач механики грунтов. Ошибки при решении данной задачи могут привести к катастрофическим результатам, рис.10.2



Рис.10.2. Оползень дороги в Крыму

Опасность образования оползня усугубляется еще и тем, что обрушение грунтовых масс, как правило, происходит внезапно и захватывает значительные по объему участки грунта. Такое обрушение стенок траншей или котлованов может привести к гибели рабочих, а в случае образования оползня вблизи здания или сооружения к его практически полному разрушению.

Особая роль в предотвращении данного явления отводится методам исследования оползнеопасных участков и факторам способствующим образованию оползней. Инженерно- геологические изыскания на данных участках должны выполняться с особой тщательностью и аккуратностью. Даже небольшая прослойка слабого грунта в теле откоса (толщиной 5-10см), как правило, игнорируемая при проведении изысканий в обычных условиях, может стать роковой для откоса.

10.1.2. Основные термины и определения

Обрушившаяся часть откоса называется **призмой обрушения или оползнем**.

Наиболее типичная структура оползня приведена на рис.10.3



Рис.10.3. Структура оползня

В зависимости от грунтовых условий могут развиваться:

- **оползни вращения** - поверхность скольжения криволинейная;
- **оползни скольжения** – поверхность скольжения плоская или плоско-ломаная;
- **оползни разжижения** – характерны для водонасыщенных грунтов, оплывающих к основанию подобно вязкой жидкости.

Виды *оползней* представлены на рис. 10.4.

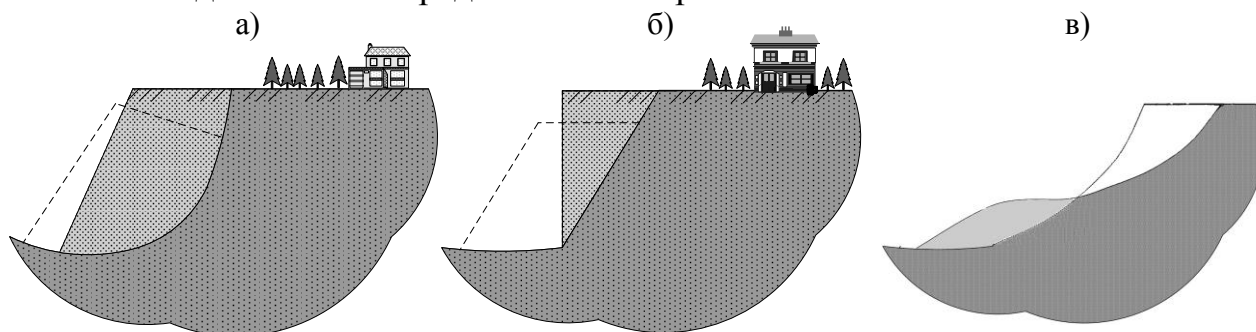


Рис. 10.4 Виды оползней: а) - оползень вращения, б)- оползень скольжения, в) – оползень разжижения

В случае, если на бровку откоса действует нагрузка от зданий, сооружений, транспорта, складированных материалов и т.п, то откос называется – **пригруженным**. Если нагрузка отсутствует – откос называется **свободным**, рис.10.4.

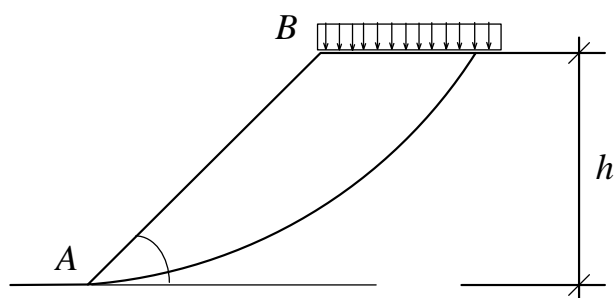


Рис. 10.4. Схема пригруженного откоса

Прислоненный откос – откос, образуемый рыхлыми, насыпными грунтами, отсыпаемыми на более плотные, слежавшиеся грунты или на скальные породы. В естественных условиях прислоненные откосы встречаются в гористой местности как результат выветривания горных пород и скапливания продуктов выветривания на склонах гор. Прислоненные откосы техногенного происхождения образуются в местах засыпки склонов оврагов различным грунтом или строительным мусором, рис.10.5.



Рис.10.5. Прислоненный откос по склону оврага из насыпного грунта

10.1.3. Причины обрушения откосов

Обрушение откосов происходит либо при возникновении *дополнительных силовых воздействий*, либо *при уменьшении сил сопротивления* грунта.

Среди дополнительных силовых воздействий следует выделить:

- Пригружение откоса (возведение сооружения вблизи откоса, планировка верхней части откоса отсыпкой грунта, устройство насыпи по верху откоса, проезд тяжелого транспорта по бровке откоса).
- Возникновение фильтрационных сил при движении воды через грунт.
- Возникновение дополнительных инерционных сил при значительном колебании поверхности грунта во время землетрясения.

Причинами снижения сил сопротивления грунта могут быть:

- Изменение геометрии откоса (увеличение крутизны откоса, под-

работка основания откоса).

- Ухудшение прочностных свойств грунта вследствие изменения гидрогеологических условий территории (при повышении влажности грунта)
- Вибрационные и динамические колебания, приводящие к снижению сил трения и сцепления между частицами грунта.
- Оттаивание грунта, находившегося ранее в мерзлом состоянии (особенно при вскрытии котлованов, траншей в зимнее время).

Рассмотренные причины могут возникнуть как по отдельности, так и совместно, обуславливая различные формы оползней.

Один из примеров образования оползня в г. Витебске приведен на рис.10.7.



Рис. 10.7. Обрушение склона Гапеева ручья вблизи стадиона Медуниверситета в г. Витебск.

10.1.4. Очертания поверхностей скольжения оползней

Тип оползня и соответствующая ему форма поверхности скольжения зависит в первую очередь от его геологического строения и прочностных свойств грунта.

В однородных и изотропных грунтах очертание поверхности скольжения может быть определена по теории предельного равновесия при совместном решении дифференциальных уравнений равновесия грунтового массива и условия предельного равновесия Мора-Кулона (9.2.). Решение данной задачи основывается на методах численного интегрирования и в настоящее время производится при помощи соответствующих программных комплексов.

Инженерные методы расчета основываются на упрощенном представлении формы поверхности скольжения. Наибольшее распространение получили решения, построенные с учетом допущений о *круглоцилиндрической* или *плоской* форме поверхности скольжения.

Экспериментальные данные и многочисленные исследования оползней в естественных условиях свидетельствуют, что в практически однородных

грунтах поверхности скольжения при обрушении имеют форму близкую к круглоцилиндрической.

В грунтах, характеризующихся существенной неоднородностью (при наличии прослоек слабого глинистого грунта текучей и текучепластичной консистенции и в случае *прислоненных* откосов) оползни образуются по более сложной поверхности. Поверхность скольжения в этом случае можно представить в виде плоской или плоско-ломаной.

Ниже рассмотрим инженерные методы расчета устойчивости откосов, полученные с учетом ряда допущений.

10.2. Устойчивость свободных откосов и склонов для идеально-сыпучих и для идеально-связных грунтов

10.2.1. 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 прикидочных расчетов.

10.2.2. Условия устойчивости для идеально сыпучих грунтов

Принятая расчетная схема при данной постановке задачи приведена на рис.10.8. Для идеально сыпучего грунта правильнее говорить не об обрушении грунта, а об его осыпании. Поэтому необходимо рассматривать равновесие частицы грунта на поверхности откоса.

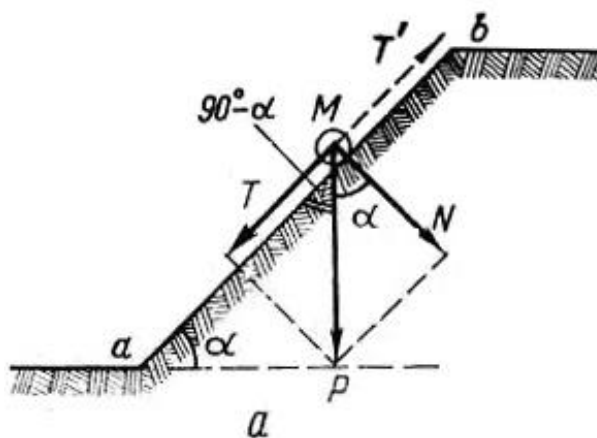


Рис. 10.8. Схема действия сил на частицу откоса для идеально сыпучего грунта (по Цытовичу / /)

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

$$T = T',$$

где T – сила сдвигающаяся частицу вниз (наклонная составляющая веса частицы P)

T' - 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

$$\alpha = \varphi \quad (10.1)$$

Таким образом:

Предельный угол заложения откоса для идеально сыпучих грунтов α равен углу внутреннего трения φ .

Следует отметить, что если песчаные грунты обладают хоть небольшим сцеплением ($c \neq 0$) уравнение (10.1) даст заниженное значение предельного угла заложения. Наличие сцепления между частицами грунта делает откос более устойчивым, чем это вытекает из решения (10.1).

10.2.3. Условие устойчивости идеально-связанных грунтов

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. 10.9.

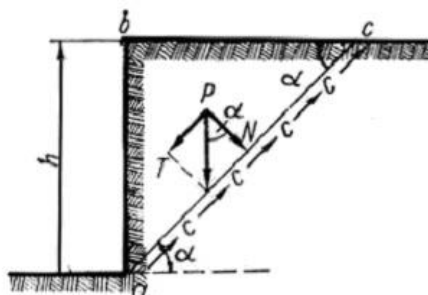


Рис. 10.9. Расчетная схема при определении максимальной высоты устойчивого откоса (по Цытовичу)

Рассмотрим равновесие призмы обрушения abc .

Как и в предыдущем случае запишем:

$$T = T',$$

где T – сдвигающая 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 γ – 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

$$h = \frac{2c}{\gamma \sin 2\alpha} \quad (10.2)$$

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:

$$\sin 2\alpha = 1,$$

$$\alpha = 45^\circ$$

откуда

Окончательно получаем

$$h = \frac{2c}{\gamma} \quad (10.3)$$

Следует достаточно осторожно назначать высоту вертикальных откосов по полученной зависимости (10.3), так как оно справедливо лишь для однородных и изотропных на всю высоту откоса грунтов. В большинстве слу-

чаев 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.

10.3. Расчет устойчивости откосов по теории предельного равновесия

10.3.1. Общие положения

Строгие решения об устойчивости откосов были полученные Соколовским В.В. при численном решении дифференциальных уравнений равновесия грунтовой массы и уравнения Мора-Кулона (см. лекцию 9).

Им были решены следующие две задачи:

- 1) Дан откос, необходимо определить величину максимальной нагрузки действующей на уровне бровки откоса.
- 2) Необходимо определить очертание равноустойчивого откоса при заданной нагрузке, действующей на бровку откоса.

10.3.2. Определение величины предельного давления на бровке откоса заданного очертания

Расчетная схема при данной постановке задачи приведена на рис. 10.10.

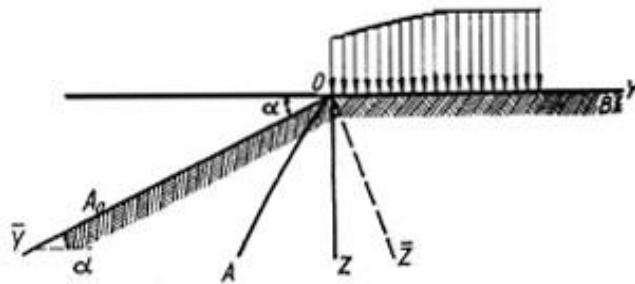


Рис. 10.10. Расчетная схема к определению предельного давления на бровку откоса

Известными величинами при данной постановке задачи являются угол заложения откоса (α) и прочностные характеристики грунтов (c , φ). Требуется определить величину распределенной нагрузки в уровне бровки откоса. Решение получено в виде таблиц, по которым в зависимости от угла внутреннего трения (φ) и относительной координаты \bar{y} определяется величина безразмерного предельного давления $\bar{\sigma}_z$.

Величина предельной нагрузки определяется по зависимости:

$$Pu = \bar{\sigma}_z \cdot c + Pe \quad (10.4)$$

где $Pe = c \cdot ctg \varphi$ - давление связанности (см. лекцию 4)

$\bar{\sigma}_z$ - величина безразмерного предельного давления определяется по таблице (к примеру по табл.8.2 Далматов/ /) в зависимости от угла внутреннего трения и относительной координаты \bar{y} .

Истинное значение координаты будет равно:

$$y = \bar{y} \frac{c}{\gamma}$$

Необходимо обратить внимание, что чем дальше от грани откоса (с увеличением координат y , и \bar{y}) тем большую предельную нагрузку может выдержать откос.

Проводя проверочные расчеты можно в запас надежности принять нагрузку равномерно-распределенной, величина которой определяется по (10.4) при $y=0$ ($\bar{y}=0$)

10.3.3. Определение очертания равноустойчивого откоса

Решение данной задачи получено Соколовским В.В. в виде графика – номограммы, рис. 10.11. Известными величинами при данной постановке задачи являются прочностные характеристики грунта (c , φ) и величина равномерно-распределенной нагрузки на бровке откоса, равная:

$$p_0 = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Необходимо определить очертание равноустойчивого откоса. По номограмме 10.11, для известного значения φ определяется соответствующая линия равноустойчивого откоса в безразмерных координатах \bar{x} , \bar{y} .

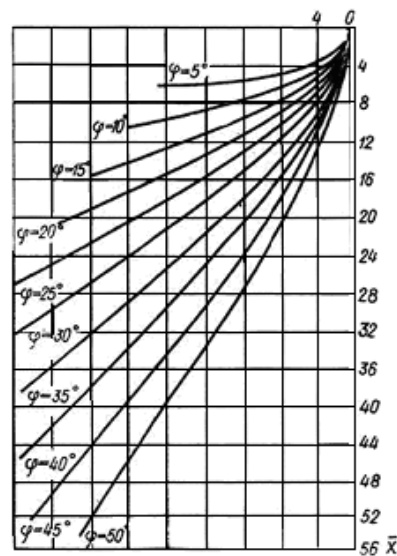


Рис.10.11. Номограмма для определения очертания равноустойчивого откоса

Координаты равноустойчивых откосов в размерных единицах определяются по зависимостям:

$$x = \bar{x} \frac{c}{\gamma}, \quad y = \bar{y} \frac{c}{\gamma},$$

где \bar{x}, \bar{y} - безразмерные координаты по рис. 10.11;

c - удельное сцепление грунт;

γ - удельный вес грунта.

Если откос свободный, то допустимую нагрузку на его бровке p_0 можно заменить слоем грунта высотой h . Полагая, что $p_0 = \gamma h$, получим:

$$h = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{\gamma(1 - \sin \varphi)} \quad (10.5)$$

Для идеально связного грунта (при $\varphi=0$) получим формулу, аналогичную (10.3):

$$h = \frac{2c}{\gamma}$$

Рассмотренные выше методы расчета устойчивости можно применять только для однородных по всей высоте откоса грунтах. Склоны и откосы, сложенные различными по свойствам грунтами, имеющие слоистое или косослойное строение рассчитывать можно рассчитать только графоаналитическими методами.

10.4. Графоаналитические методы расчета устойчивости откосов.

10.4.1. 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*. Задав форму 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 от-

коса разбивается на отдельные блоки с вертикальными стенками. Расчетная схема для данного метода приведена на рис. 10.12.

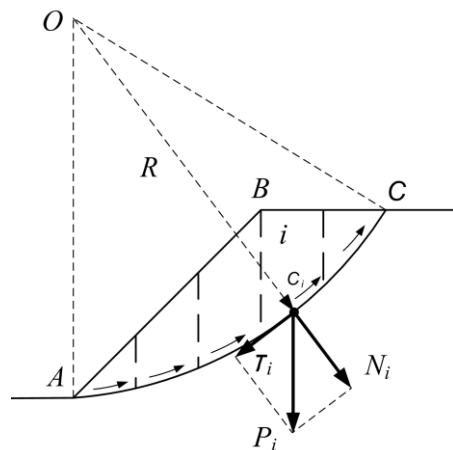


Рис.10.12. Расчетная схема метода круглоцилиндрических поверхностей

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 :

$$\sum M_0 = 0 \text{ или} \\ \sum T_i R - \sum N_i \operatorname{tg} \varphi \cdot R - \sum c_i \cdot \ell_i \cdot R = 0 \quad (10.6)$$

или

$$\sum T_i^* - \sum N_i \operatorname{tg} \varphi - \sum c_i \cdot \ell_i = 0 \quad (10.7)$$

где $\sum T_i$ - сумма сил сдвигающих призму обрушения.

$\sum N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi$ - сумма сил трения.

ℓ_i - длина дуги скольжения в пределах i -го блока.

c_i - удельное сцепление грунта в пределах грани скольжения ℓ_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 μ** , 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

$$\eta = \frac{\sum N_i \operatorname{tg} \varphi + \sum c_i \ell_i}{\sum T_i} \quad (10.8)$$

Устойчивость откоса считается обеспеченной, если $\eta \geq 1,1 \div 1,5$.

10.4.2. Определение наиболее опасной призмы скольжения

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 (η) 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 η_{\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 с большинстве случаев центры вращения наиболее вероятной призмы скольжения лежат на линии, выходящей из точки В под углом 36° (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.

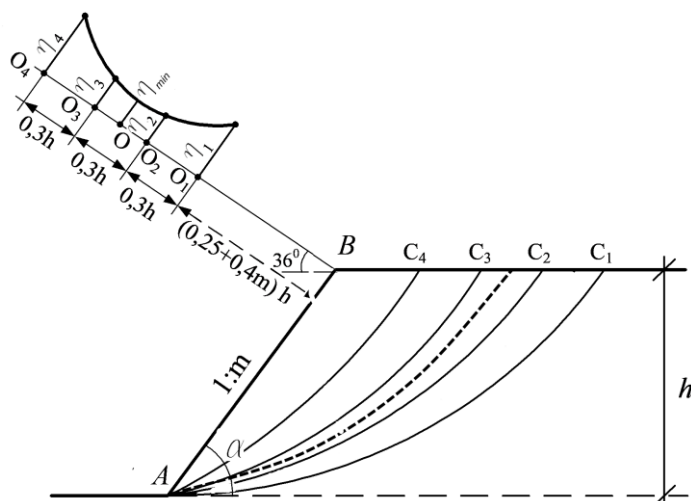


Рис.10.13. К определению наиболее опасной поверхности скольжения

Необходимо отметить, что упрощенный метод при сложном строении откоса может дать неверное значение коэффициента устойчивости откоса. Поэтому его рекомендуется применять лишь для прикиточных расчетов.

10.4.3. 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 скольжения представлена на рис. 10.14.

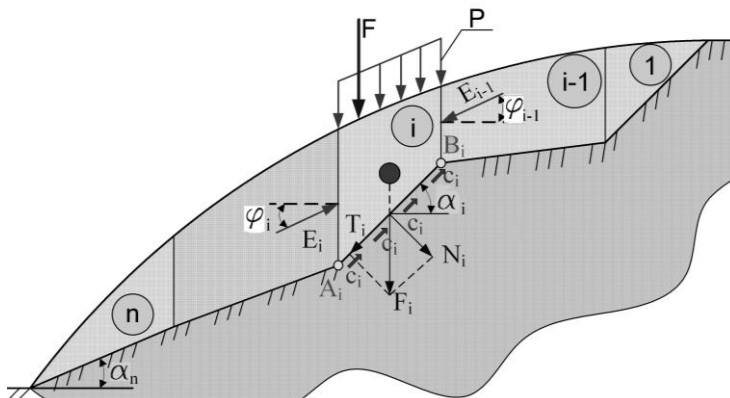


Рис.10.14 Расчетная схема при определении устойчивости прислоненного откоса

При составлении расчетной схемы откос разбивается на отдельные элементарные блоки с вертикальными стенками. Разбиение производится таким образом, что бы в пределах одного отсека поверхность скольжения была близка к плоской.

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 прикладываются к вертикальным граням отсеков под углом φ_{i-1}, φ_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 .

$$\sum N_{A_i B_i} = 0 \quad (10.9)$$

Расчет начинают с 1 – го блока (рис.10.15), для которого оползневое давление “сверху” равно 0,.

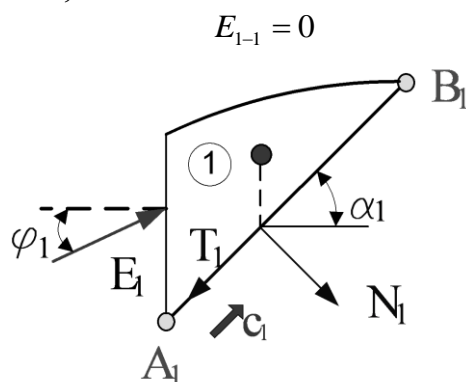


Рис.10.15. К определению оползневого давления для 1-го блока

Таким образом уравнение равновесия (10.9) 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 (рис.10.16):

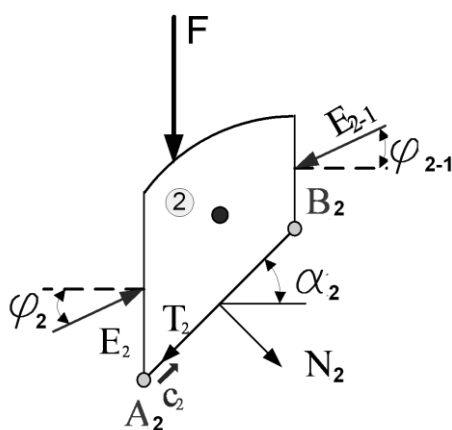


Рис.10.16. К определению оползневого давления для 2-го блока

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.

10.5. Учет действия фильтрационных сил при расчете устойчивости откосов

Возникновение фильтрационных сил в теле откоса часто приводит к их обрушению. Не случайно, наибольшее количество оползней образуется в весенний период или в период сезонных дождей, когда уровень грунтовых вод поднимается, и достигает своего максимального значения. Связано это с тем, что при повышении уровня грунтовых вод увеличиваются фильтрационные потоки, что в свою очередь приводит к возникновению дополнительных объемных, фильтрационных сил, способствующих образованию оползней.

Расчет откосов с учетом фильтрационных сил проводится методом круглоцилиндрических поверхностей с добавлением формулы (10.8) фильтрационных сил Φ_i . Расчетная схема с учетом фильтрационных сил приведена на рис.10.17.

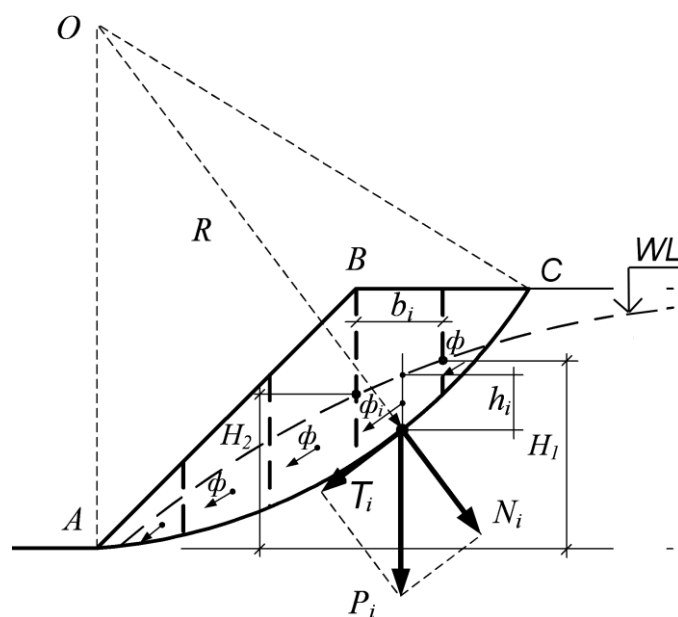


Рис.10.17. Расчетная схема с учетом фильтрационных сил.

Равнодействующая фильтрационных сил в пределах i -го блока определяется по зависимости:

$$\hat{O} = \gamma_w \cdot F \cdot i_w$$

где γ_w - удельный вес воды;

F - площадь сечения блока в пределах действия фильтрационного потока ($F = b_i \cdot h_i$);

i_w - градиент напора в пределах i -го блока: $i_w = \frac{H_1 - H_2}{b_i}$

Таким образом, равнодействующая фильтрационных сил в пределах i -го блока может быть определена по зависимости:

$$\hat{O}_i = \gamma_w \cdot b_i \cdot h_i \frac{H_1 - H_2}{b_i} = \gamma_w \cdot h_i (H_1 - H_2) \quad (10.9)$$

Коэффициент устойчивости откоса в этом случае будет определяться по зависимости:

$$\eta = \frac{\sum N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot L}{\sum T_i + \sum \hat{O}_i} \quad (10.10)$$

Вопросы для самоконтроля

1. Что подразумевается под термином призма обрушения?
2. Перечислите виды оползней.
3. Что может стать причиной обрушения откоса?
4. Запишите условие устойчивости откоса, сложенного идеально сыпучим грунтом.
5. Запишите условие устойчивости откоса для идеально - связанного грунта.
6. Как определяется очертание равноустойчивого откоса по теории предельного равновесия?
7. Какой метод расчета устойчивости откоса является наиболее универсальным?
8. Перечислите основные допущения метода круглоцилиндрических поверхностей при расчете устойчивости откоса.
9. Что представляет собой коэффициент устойчивости откоса?
10. Какими методами можно определить опасную поверхность скольжения откоса?
11. Какие откосы называются прислоненными? В каких случаях откос можно рассматривать как прислоненный?
12. Укажите последовательность расчета прислоненных откосов?
13. Когда возникают фильтрационные силы в грунтовом массиве?
14. Как определить величину фильтрационной силы в пределах i -го блока?

11. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА НА ПОДПОРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Повторить:

- Общие положения теории предельного равновесия.
- Уравнение предельного равновесия в точке Мора-Кулона.

11.1. Назначение и область применения подпорных сооружений

11.1.1. Типы подпорных сооружений

Подпорные сооружения представляют собой различного рода подземные конструкции или конструкций совмещенных с грунтовой средой, обеспечивающие устойчивость сооружений при действии на них горизонтального давления грунта (напора).

К подпорным сооружениям относятся:

- Подпорные стены;
- Стены подвалов и подземные сооружения;
- Шпунтованные ограждения.

Подпорная стена — стена различного конструктивного исполнения, предназначенная для восприятия напора от бокового давления грунта с прилегающей ее поверхностью транспортными средствами или складированными материалами, рис.11.1.(а);

Стены подвалов и подземные сооружения — обращенные в сторону грунтовой засыпки подземные конструкции зданий и сооружений, воспринимающие помимо горизонтального напора грунта еще и вертикальные усилия от веса вышележащих надземных конструкций и перекрытия над подвалом, рис.11.1.(б, в);

Шпунтовое ограждение — временное сооружение, предназначенное для обеспечения безопасного проведения земляных работ при вскрытии котлованов, траншей и т.п.

• Расчет и проектирование подпорных сооружений начинаются с определения величины горизонтального давления (напоров) грунта, определяемого в общем случае по теории предельного равновесия.

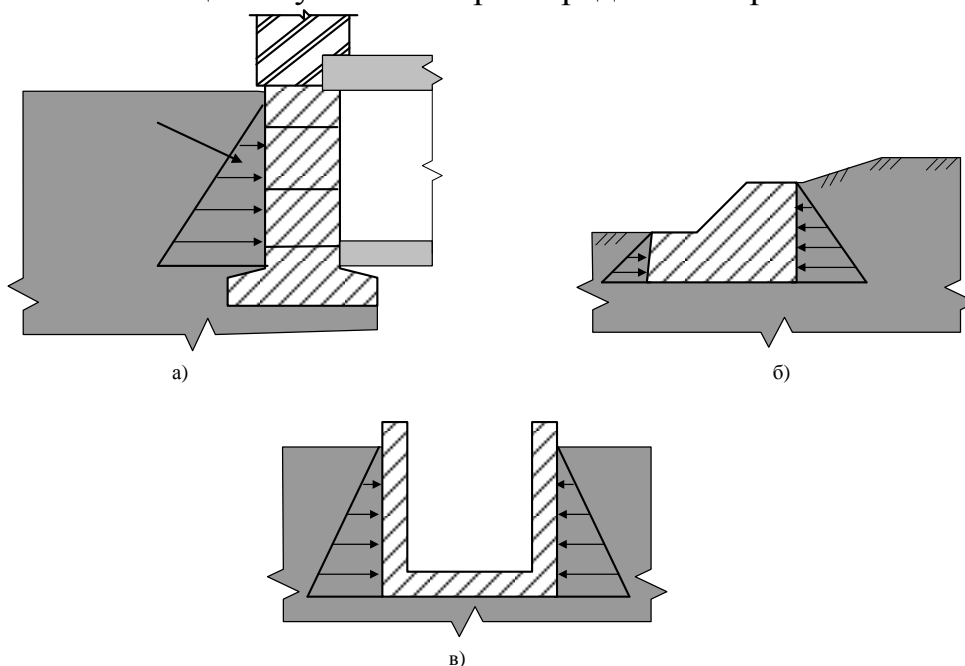


Рис.11.1. Примеры сооружений испытывающих давление грунта: а) – подпорные стенки; б) – стены подвалов; в) – заглубленные сооружения; г)– шпунтованное ограждение

Подпорные стены испытывают наибольшее горизонтальное давление со стороны грунта и нахождения в более неблагоприятных условиях. В дальнейшем в качестве подпорных сооружений будем рассматривать только подпорные стены.

11.1.2. Типы подпорных стен

Подпорные стены устанавливают в местах возможного обрушения откосов. Наиболее часто подпорные стены применяются:

- при обустройстве набережных береговых зон рек, морей, озер;
- при устройстве насыпей дорог в стесненных условиях (по склонам гор, в черте города и т.п.);
- при строительстве зданий и сооружений вблизи откосов;

В зависимости конструктивного решения подпорные стены бывают:

- Массивные, рис.11.3;
- Тонкостенные углового типа, рис.11.4;
- Заанкеренные подпорные стены, рис.11.5.

Заанкеренные подпорные стены применяются главным образом, в качестве ограждения глубоких котлованов. Их выполняют совместно с грунтовыми анкерами, особенности расчета и проектирования которых будут рассмотрены в курсе “Основания и фундаменты”.

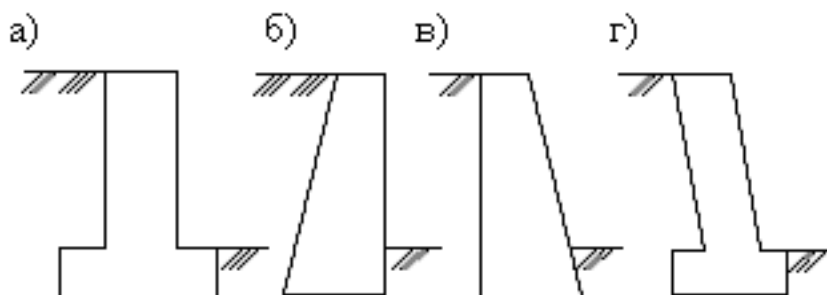


Рис.11.3. Типы массивных подпорных стен: а) - с двумя вертикальными; б) - с вертикальной лицевой и наклонной тыльной; в) - с наклонной лицевой и вертикальной тыльной; г) - с наклоном обеих (лицевой и тыльной) в сторону засыпки

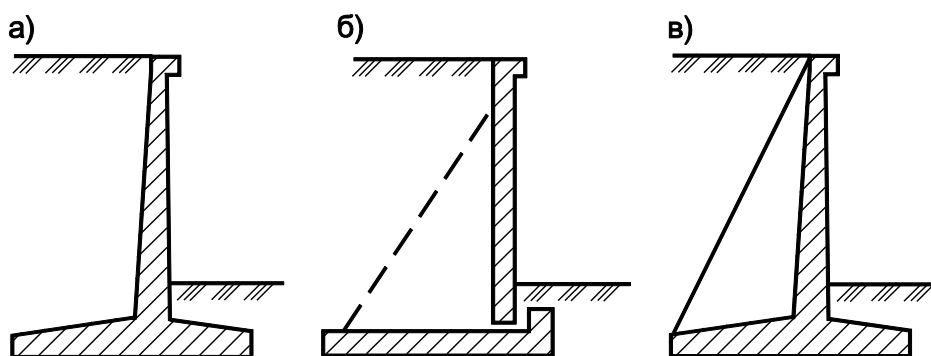


Рис.11.4. Тонкостенные подпорные стены углового типа а) – консольные; б) – с анкерными тягами; в) – контрфорсные

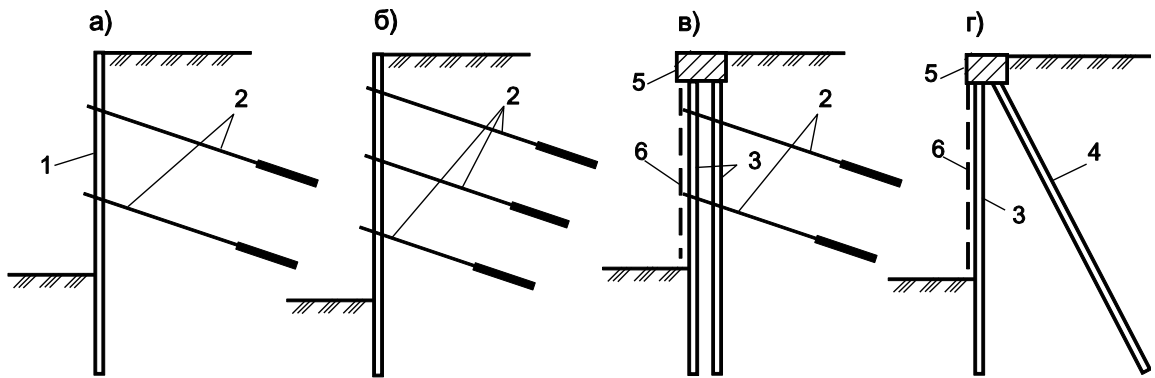


Рис.11.5. Заанкеренные подпорные и шпунтовые стены
 а), б) - шпунтовые, свайные или траншейные заанкеренные;
 в) — многоряднесвайные заанкеренные; г) - в виде козловых свайных систем

В данной лекции представлены методы определения давления грунта на подпорные стены. Принципы расчета, сформулированные для подпорных стен, справедливы и для всех других подпорных сооружений.

11.1.3. Понятие активного и пассивного давления

Рассмотрим подпорную стену массивного типа, рис.11.6. Очевидно, что данное сооружение будет испытывать максимальное давление напора лишь в том случае, когда напряженно-деформируемое состояние грунтового массива будет соответствовать предельному. При этом смещение подпорного сооружения от рассматриваемого массива грунта непременно приведет к образованию откоса, а при смещении в сторону рассматриваемого массива к образованию выпора.

В первом случае давление грунта на подпорное сооружение называется - *активным*. Во втором - *пассивным*.

Активное давление – это боковое давление со стороны грунта, находящегося в предельном напряженном состоянии, в направлении смещения конструкции рис.11.6-а.

Пассивное давление – это боковое давление со стороны грунта, находящегося в предельном напряженном состоянии, в направлении противоположном смещению конструкции, рис.11.6-б

Таким образом, активное давление по отношению к сооружению всегда является *активной* силой, а пассивное – *реактивной*.

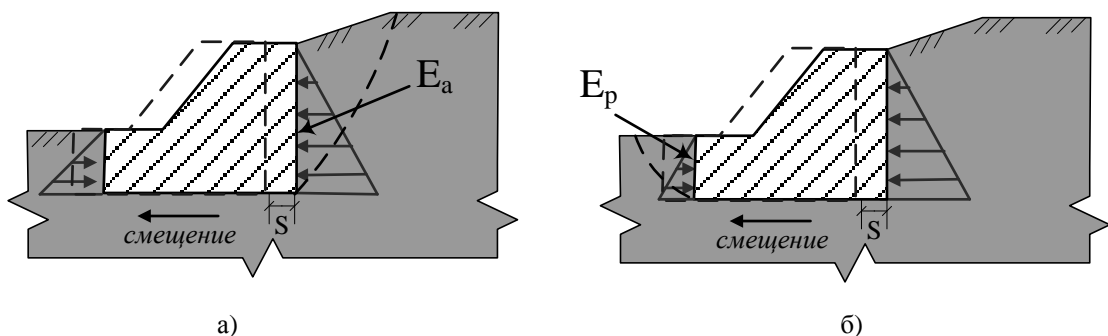


Рис.11.6. К вопросу об активном и пассивном давлении грунта

Отметим, что пассивное давление σ_p значительно больше активного σ_a , однако оно развивается при перемещениях в сторону грунта значительно больших чем при развитии активного давления, рис.11.7

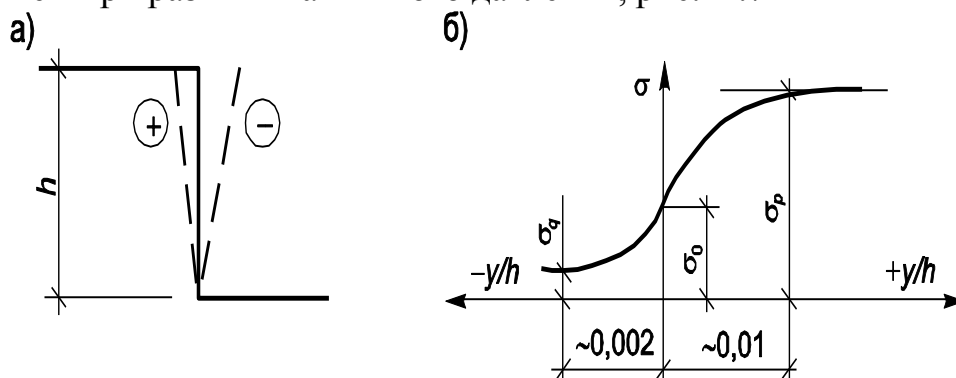


Рис.11.7. График изменения давления грунта при изменении направления смещения подпорной стенки

Величина σ_0 (рис.11.7) называется давлением покоя и соответствует давлению грунта, находящегося в предельном состоянии на подпорную стену при нулевых перемещениях последней.

Значения активного и пассивного давления могут быть определены методами теории предельного равновесия при совместном рассмотрении дифференциальных уравнений равновесия и уравнения прочности Мора-Кулона (см. лекция 9) с учетом соответствующих граничных условий. В данной постановке задача решается только численными методами с применением современной вычислительной техники

11.2. Определение давления грунта на подпорные стены инженерными методами

11.2.1. Основные допущения

При определенных допущениях давление грунта на подпорные сооружения можно определить с использованием различного рода приближенных методов, позволяющих получить решения в аналитическом виде с достаточной для практических целей точностью.

Основные допущения инженерных методов:

1. *Грунт обратной засыпки находится в условиях предельного напряженного состояния;*
2. *Поверхность скольжения призмы обрушения принимается плоской;*
3. *Задняя стенка подпорного сооружения вертикальная;*
4. *Засыпка грунта горизонтальная;*
5. *Трением грунта о подпорную стенку пренебрегаем, рис11.8.*

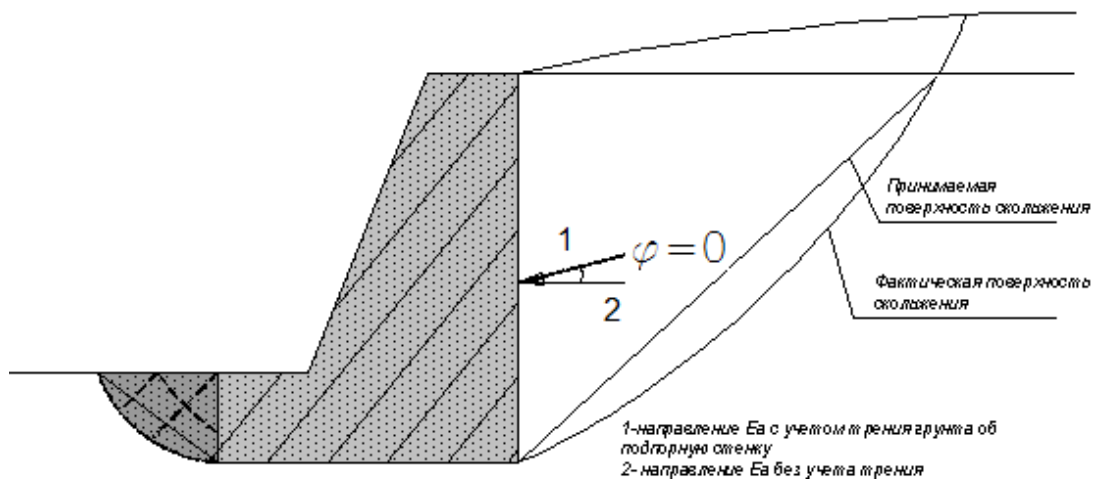


Рис.11.8. Расчетная схема к определению давления грунта на подпорную стенку с учетом принятых допущений

11.2.2. Определение активного и пассивного давления для идеально сыпучего грунта

Рассмотрим простейшие случаи определения давления грунта на подпорную стенку для идеально сыпучего грунта, считая, что $c=0$. Расчетная схема приведена на рис.11.9.

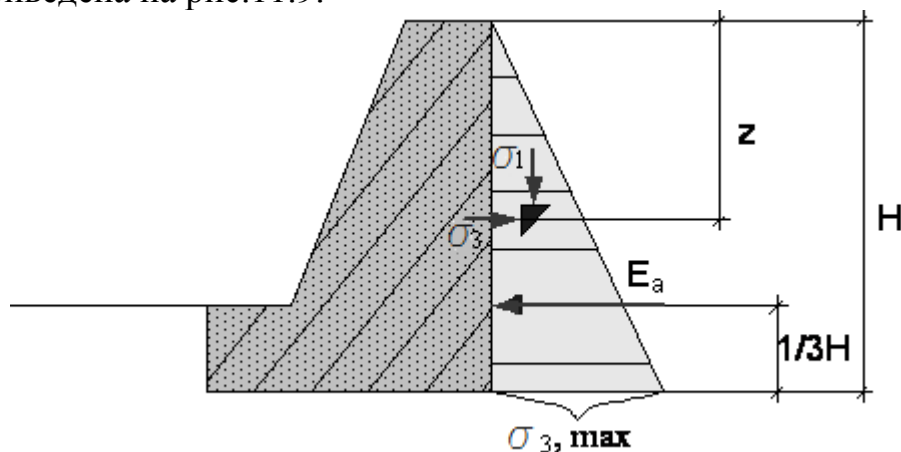


Рис.11.9. Расчетная схема подпорной стенки с идеально сыпучим грунтом засыпки

Учитывая, что грунт обратной засыпки находится в предельном состоянии, соотношение между главными напряжениями в условиях плоской задачи будет соответствовать условию прочности Мора-Куллона (9.2):

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

Или

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ \pm \frac{\varphi}{2} \right) \quad (11.1)$$

Главное напряжение σ_1 в данном строе возникает только от действия собственного веса грунта:

$$\sigma_1 = \gamma \cdot z$$

Тогда напряжения в горизонтальном направлении σ_3 будут равны:

$$\sigma_3 = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 \pm \frac{\varphi}{2}\right) \quad (11.2)$$

Знак (+) в уравнении (11.2) принимается при определении реактивного отпора грунта (т.е. при определении пассивного давления), знак (-) при определении активного давления грунта.

Равнодействующую активного давления грунта на подпорную стенку можно определить как площадь эпюры σ_3 в пределах высоты подпорной стенки H:

$$\begin{aligned} \sigma_{3,\max} &= \gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \\ E_a &= \frac{\sigma_{3,\max} \cdot H}{2} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \end{aligned} \quad (11.3)$$

Аналогично для пассивного давления:

$$E_p = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (11.4)$$

Уравнения (11.3) и (11.4) можно записать в виде:

$$\begin{aligned} E_a &= \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \lambda_a \\ E_p &= \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \lambda_p \end{aligned} \quad (11.5)$$

Где λ_a и λ_p – коэффициенты активного и пассивного давления соответственно.

11.2.6. Определение активного и пассивного давления с учетом нагрузки действующей на бровке откоса

Если на бровку откоса приложена равномерно-распределенная нагрузка интенсивная q задачу по определению активного и пассивного давления можно решить аналогичным предыдущему методу способом, заменив нагрузку слоем грунта высотой $h=q/\gamma$, рис. 11.10.

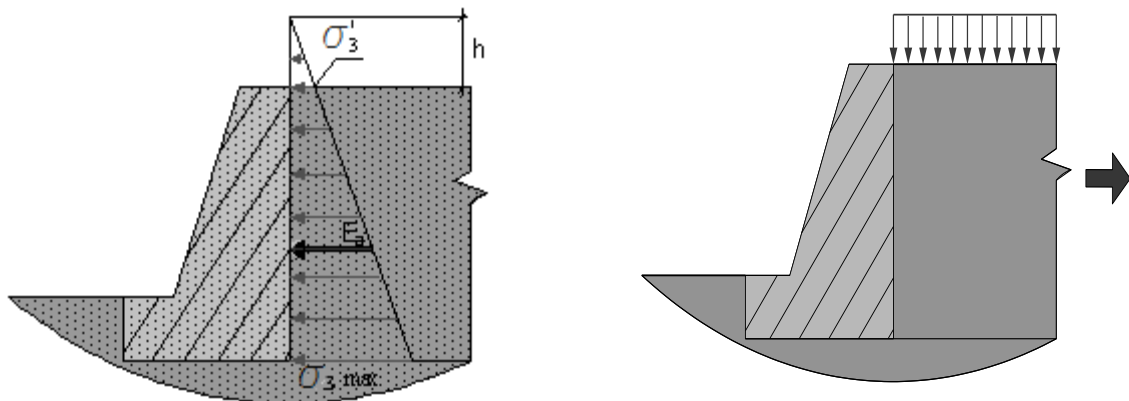


Рис.11.10. Расчетная схема к определению активного давления с учетом равномерно-распределенной нагрузки

В этом случае главные напряжения σ_1 , σ_3 можно определить в виде:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \gamma \cdot (h + z) \\ \sigma_3 &= \gamma \cdot (h + z) \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)\end{aligned}\quad (11.6)$$

Учитывая, что в пределах подпорной стенки эпюра давления σ_3 представляет собой трапецию, равнодействующая E_a будет определяться по зависимости:

$$E_a = \frac{\sigma'_3 + \sigma_{3,\max}}{2} \cdot H = \frac{\gamma}{2} \cdot (H^2 + 2 \cdot H \cdot h) \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (11.7)$$

11.2.7. Определение активного давления грунта для связанных грунтов

Если грунт обладает связанностью ($c \neq 0$), уравнение предельного равновесия Мора-Куллона принимается по зависимости (9.3), которое можно представить в виде:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (11.8)$$

Или

$$\sigma_3 = \sigma_{\varphi_3} - \sigma_{c_3} \quad (11.9)$$

где σ_{φ_3} - характеризует давление сыпучего грунта без учета сил сцепления, аналогично как и уравнение (11.2):

$$\sigma_{\varphi_3} = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right);$$

σ_{c_3} — показывает, насколько снизится давление при учете сил сцепления:

$$\sigma_{c_3} = 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Очевидно, что при $\sigma_{\varphi_3} < \sigma_{c_3}$ напряжение σ_3 по формуле (11.9) принимает отрицательное значение, что не соответствует действительности, так как грунт не воспринимает растягивающие напряжения. Поэтому, уравнение 11.9 необходимо записать в виде:

$$\begin{cases} \sigma_3 = 0 \cdot \text{при} \cdot \sigma_{\varphi_3} < \sigma_{c_3} \\ \sigma_3 = \sigma_{\varphi_3} - \sigma_{c_3} \cdot \text{при} \cdot \sigma_{\varphi_3} \geq \sigma_{c_3} \end{cases} \quad (11.10)$$

Эпюра бокового давления грунта на подпорную стенку для связанного грунта приведена на рис.11.11. Глубина z_1 расположения точки b'' определяется из условия $\sigma_{\varphi_3} = \sigma_{c_3}$, или:

$$\gamma \cdot z_1 \cdot \operatorname{tg}^2 \cdot (45 - \varphi/2) = 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}(45 - \varphi/2),$$

откуда:

$$z_1 = \frac{2c}{\gamma \cdot \operatorname{tg}(45 - \varphi/2)}$$

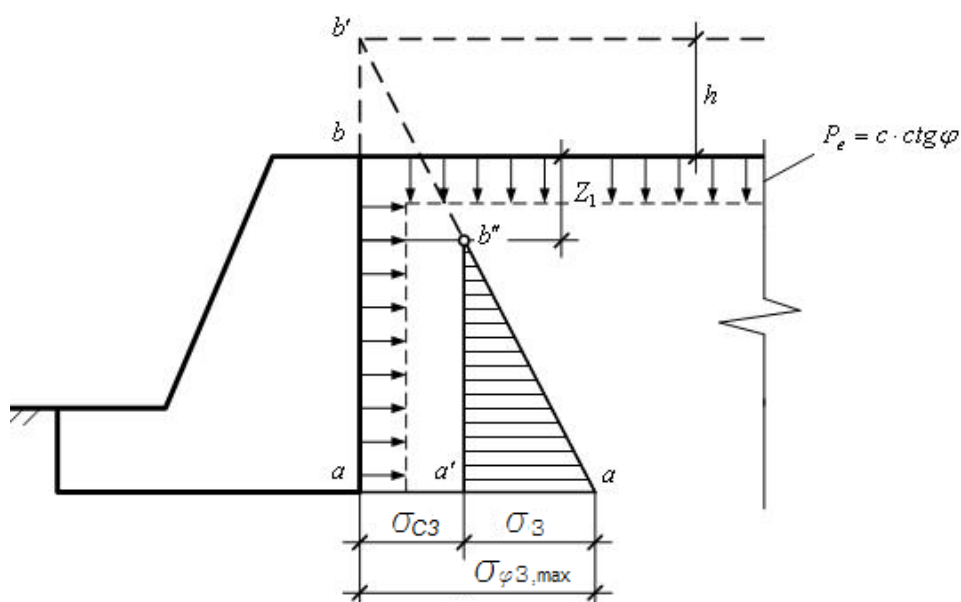


Рис.11.11. Эпюра напряжения σ_z для связанных грунтов

Величина активного давления грунта E_a определяется как площадь треугольной эпюры σ_z , а точка ее приложения будет проходить через центр тяжести эпюры.

11.3. Графоаналитический метод определения давления грунта

11.3.8. Особенности метода

Рассмотренные выше инженерные методы построены на допущениях (см.п.п.11.2.10), которые не позволяют учесть ряд существенных особенностей строения грунтовой среды и геометрических параметров подпорных стен. Более точные методы, построенные с использованием теории предельного равновесия, сложны и громоздки и пока не нашли широкого применения.

Графоаналитический метод, предложенный в свое время Ш.Кулоном, так же является приближенным методом, но в отличие от рассмотренных выше инженерных методов позволяет:

- учесть неоднородность грунтовой среды;
- учесть трение грунта о подпорную стенку;
- определить давления при наклонной задней грани подпорной стенки;
- учесть действие различных поверхностных и объемных сил в пределах призмы обрушения и т.п.

11.3.9. Основные допущения и расчетная схема

Графоаналитический метод расчета давления грунта на подпорные сооружения разработан с учетом следующих допущений:

1. Поверхность обрушения грунта принимается плоской, рис.11.12;
2. Призма обрушения ведет себя как абсолютно жесткое тело, что позволяет применять уравнения равновесия ко всей призме в целом;
3. Равнодействующая активного давления E_a действует на грань подпорной стены под углом, равным углу трения между грунтом и материалом стены ($\varphi_0 < \varphi$)
4. Равнодействующая R напряжений (реакций) по границе скольжения AC направлена к ее нормали под углом, равным углу внутреннего трения φ грунта.

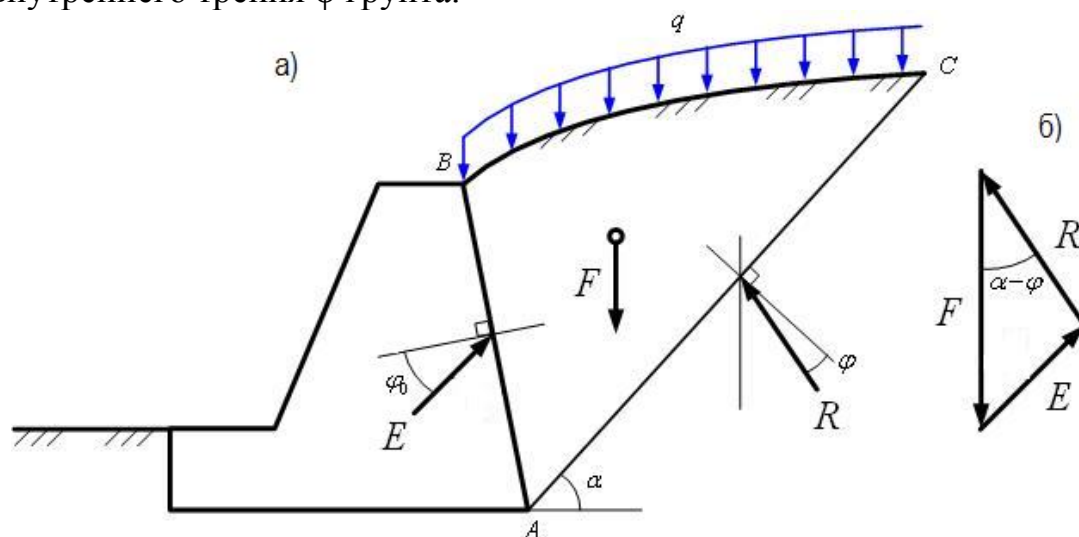


Рис.11.12. Расчетная схема графоаналитического метода определения давления грунта на подпорную стенку

Согласно расчетной схеме (рис.11.12-а) и допущения 2, на призму ABC действуют:

- Сила F , представляющая собой равнодействующую веса призмы и поверхностных сил q ;
- Отпор подпорной стенки E , равный по величине активному давлению E_a , но направленный в противоположную сторону;
- Равнодействующая реакции нижележащего грунта R по границе скольжения AC .

Неизвестными являются отпор подпорной стенки E (далее активное давление) и равнодействующая R по границе скольжения AC . В то же время нам известны направления их действия. Это позволяет построить силовой многоугольник, который для тел, находящихся в равновесии, должен быть замкнутым, рис.11.12-б.

Выполнив все построения в масштабе можно достаточно просто определить значения активного давления E_a .

Для определения наиболее опасной поверхности скольжения проводятся несколько линий AC и вычисляются значения активного давления для каждой поверхности скольжения. Анализ полученных значений позволяет получить поверхность скольжения, для которой значение активного давления будет максимальным, рис.11.13.

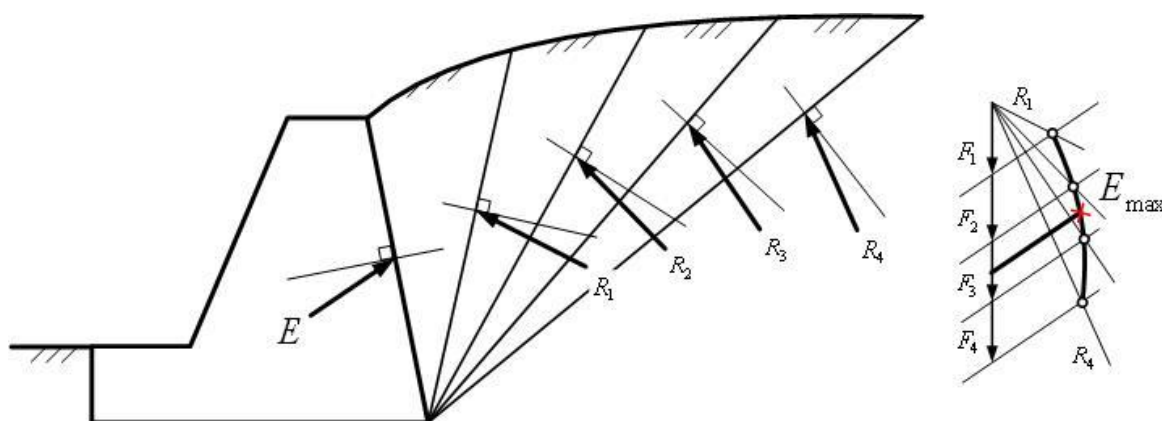


Рис.11.13. Определение максимального значения активного давления грунта

Вопросы для самоконтроля

1. Какие сооружения относятся к подпорным?
2. Какие типы подпорных стенок Вы знаете?
3. Дайте определение активному и пассивному давлению грунта.
4. Перечислите основные допущения при определении давления на подпорные стенки инженерными методами.
5. Чему равно активное давление при идеально сыпучем грунте?
6. Как учитывается удельное сцепление грунта при определении активного давления?
7. Перечислите основные допущения при определении активного давления графоаналитическим методом?
8. Как определяется наиболее опасная поверхность скольжения в графоаналитическом методе определения активного давления?

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.

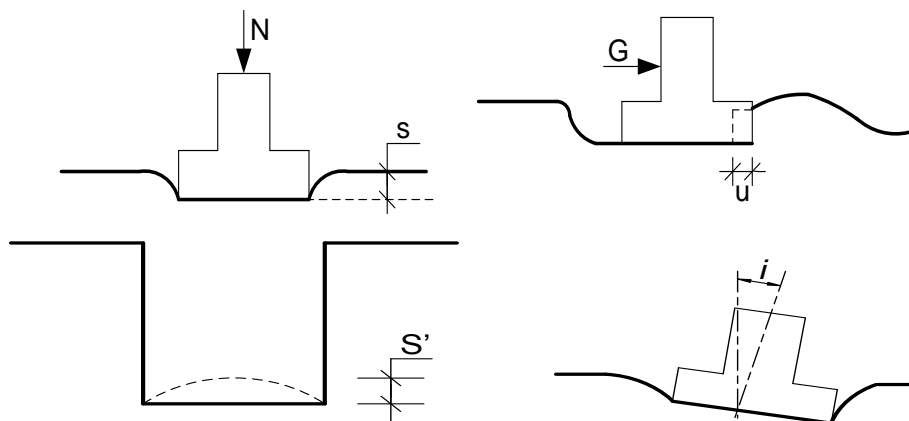


Рис. 12.1. Основные виды деформаций грунтового основания
а) – осадка; б) – сдвиг; в) – подъем

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, дамбами 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:

δ_{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.

δ_{pe} - остаточные деформации уплотнения грунта вследствие перекомпоновки твердых частиц и уменьшения пористости грунта.

δ_{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 (см. тема № 9).

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 прости-

рающееся 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).

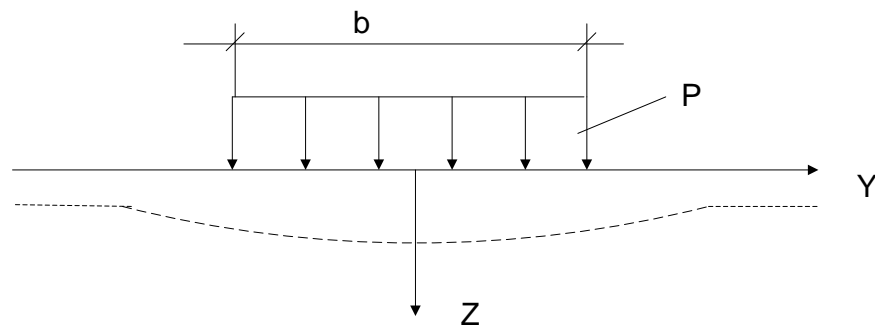


Рис.12.2 Расчетная схема при определении осадки от равномерно-распределенной нагрузки

Решение может быть получено в виде:

$$S = \frac{\omega'}{C} P\sqrt{F} \quad (12.3)$$

где ω' - 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.

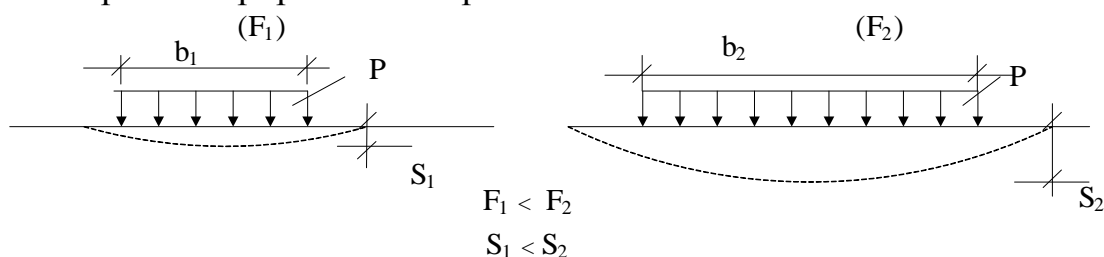


Рис. 12.3. Влияние площади загрузки на величину осадки

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.

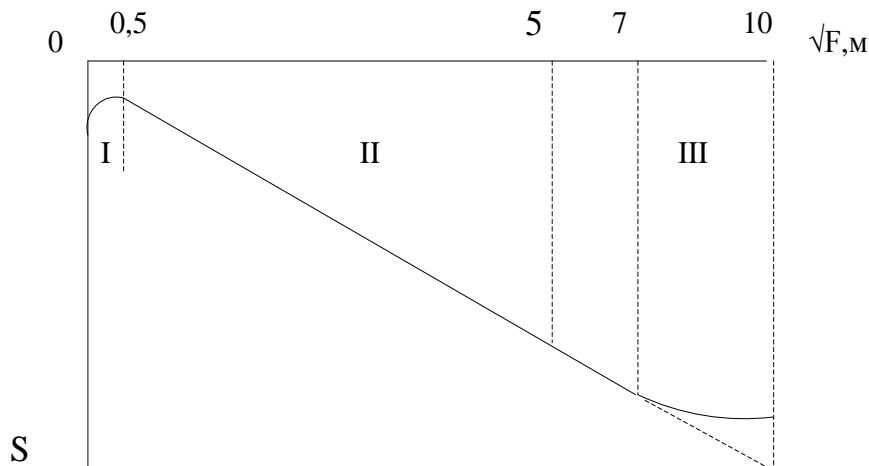


Рис. 12.4 Зависимость осадки грунтов от размеров площади загрузки

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;
 ω' - 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. (рис.12.14)

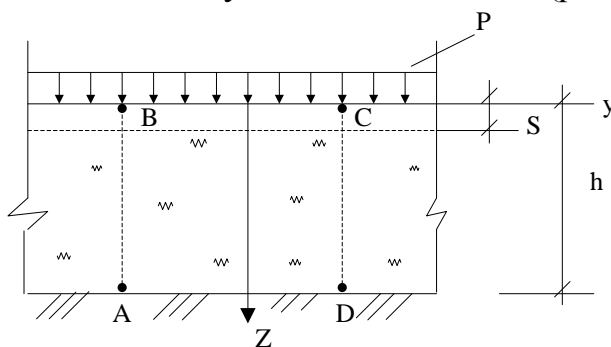


Рис. 12.14. К расчету осадки слоя грунта при сплошной нагрузке

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 ξ

$$\sigma_y = \sigma_x = \xi \sigma_z = \xi P$$

Тогда согласно закону уплотнения (4.9)

$$S = m_v \cdot h \cdot P \quad (12.5)$$

Учитывая, что $m_v = \frac{\beta}{E_0}$, запишем:

$$S = \frac{\beta}{E_0} \cdot h \cdot p \quad (12.6)$$

где β – 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 1.0 м.

С небольшой погрешностью 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 рис. 12.15.

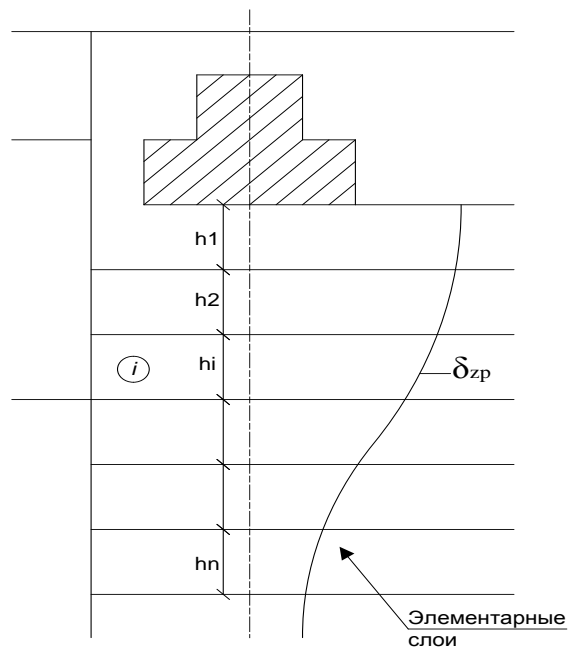


Рис. 12.15. Расчетная схема к определению осадки фундамента методом послойного суммирования

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 разбивке на элементарные слои следует руководствоваться следующими требованиями:

- Толщина элементарного слоя принимается не более $0,4b$, где b – ширина фундамента. Для больших фундаментах $b > 4\text{ м}$, $h_i \leq 0,2b$.
- 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 $\sigma_{zp,i}$, рис.12.16

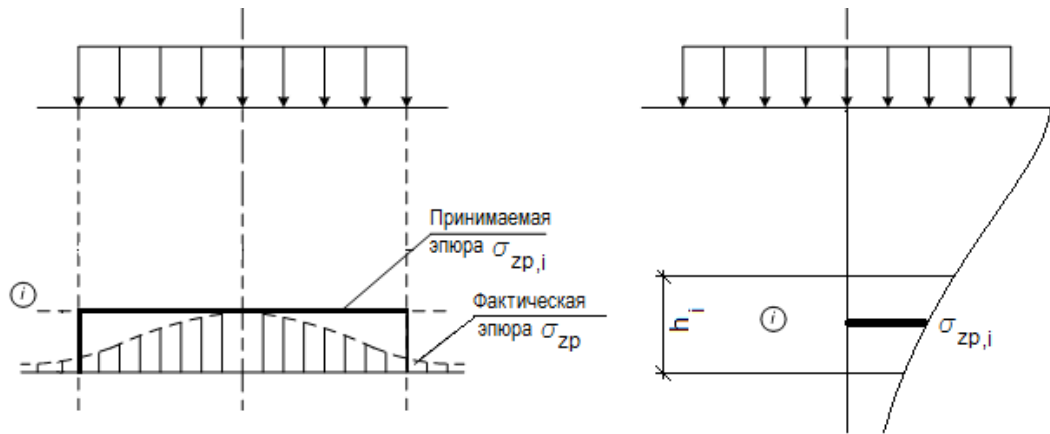


Рис.12.16 Пояснение к допущениям метода послойного суммирования

- 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 σ_{zp} и напряжений от собственного веса грунта σ_{zg} . При этом граница сжимаемой толщи определяется по условию:

$$\sigma_{zp} = \xi \cdot \sigma_{zg}, \quad (12.11)$$

где ξ – 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 σ_{zp} и вспомогательной эпюры $\xi \cdot \sigma_{zg}$, рис. 12.17.

Данный метод является достаточно условным, однако он заложен в нормах проектирования, и является общепринятым, в том числе и за рубежом.

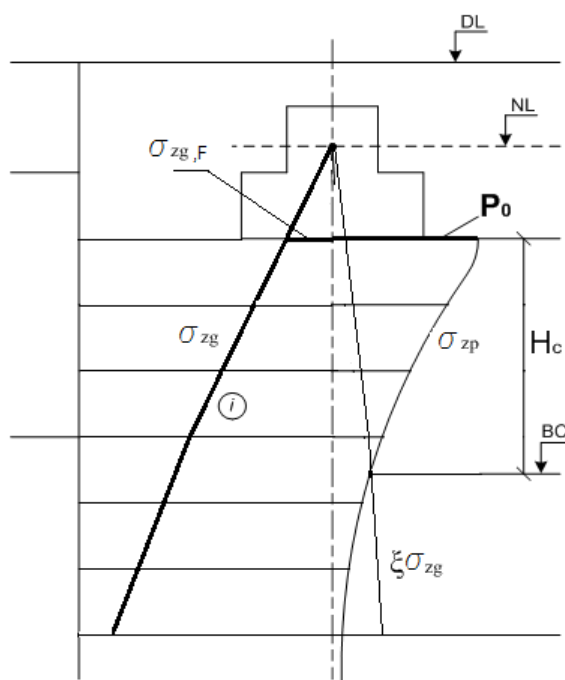


Рис. 12.17 Определение границы сжимаемой толщи.

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.

12.6.4. Алгоритм определения осадки грунтового основания методом послойного суммирования

Учитывая, что данный метод широко используется в практике проектирования обобщим вышесказанное и составим упрощенную блок-схему расчета осадки фундамента методом послойного суммирования, рис. 12.18.

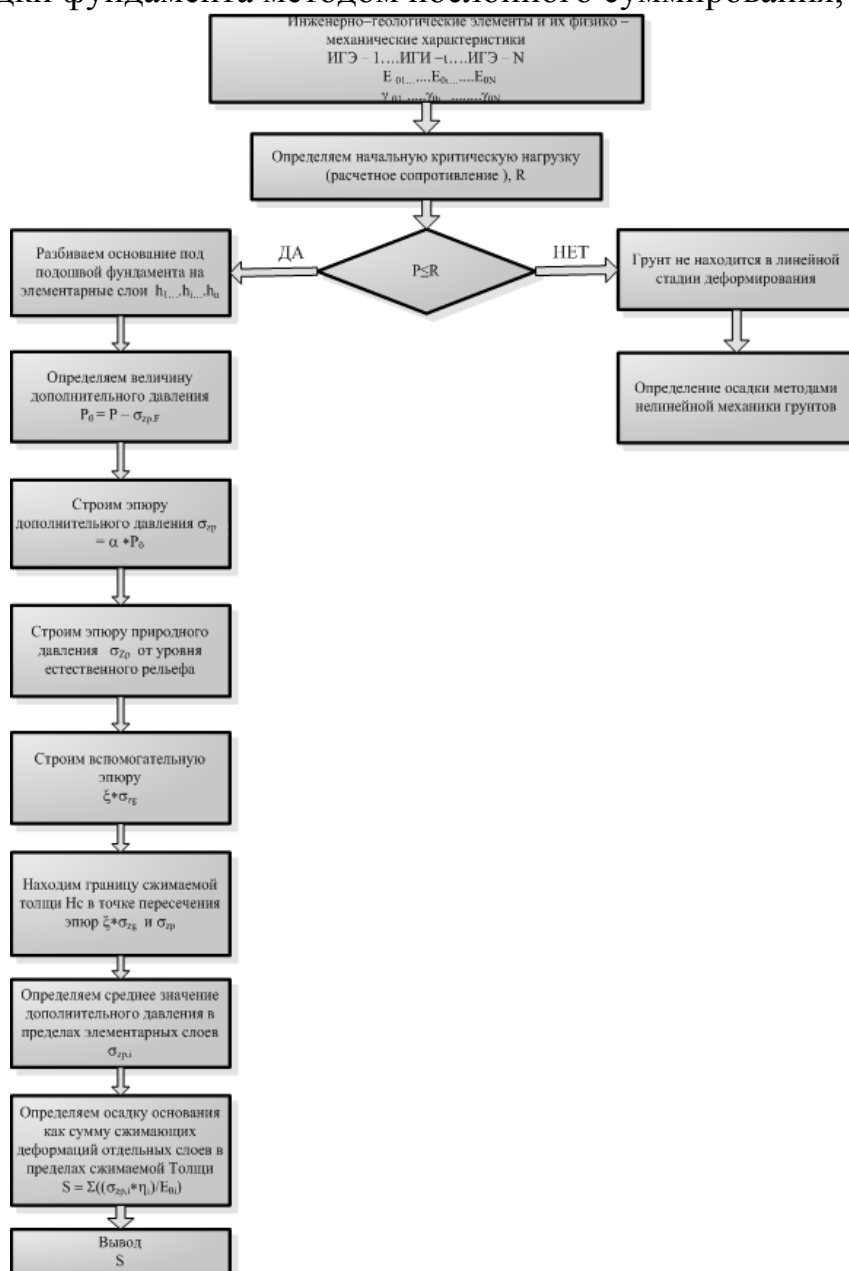


Рис.12.18. Блок-схема к определению осадки методом послойного суммирования

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, складироваться строительные материалы (песок, щебень и т.п.) или когда производится планировка близлежащей территории отсыпкой.

В этом случае в основании под существующим зданием возникают дополнительные деформации которые, как правило неравномерны. Все это приводит к развитию повреждений в надземных конструкциях вплоть до их разрушения (рис. 12.20).

Поэтому при проектировании зданий и сооружений вблизи существующих всегда необходимо оценить степень влияния новой нагрузки на осадку оснований существующих фундаментов.

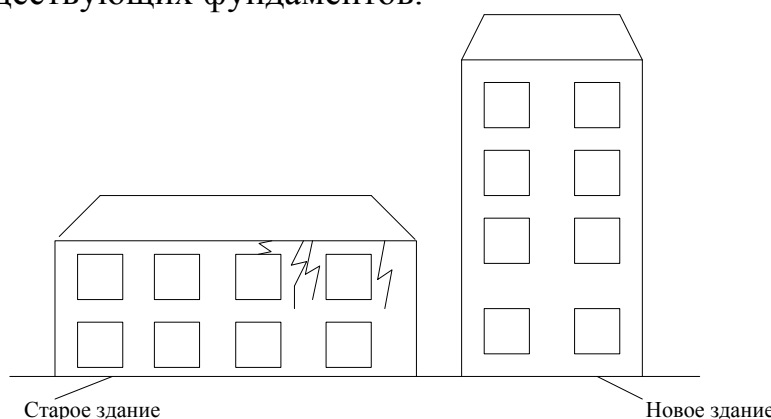


Рис. 12.20. Образование повреждений от дополнительной нагрузки вновь возводимого здания

Определение дополнительной осадки производится методом послойного суммирования. В этом случае при определении напряжения под фундаментом методом угловых точек находятся напряжения от дополнительной нагрузки, рис. 12.21. 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, рис.12.21 дополнительное давление от нового фундамента приводит не только к увеличению значений сжимающих напряжений, но к увеличению глубины сжимаемой толщи грунта, H'_c

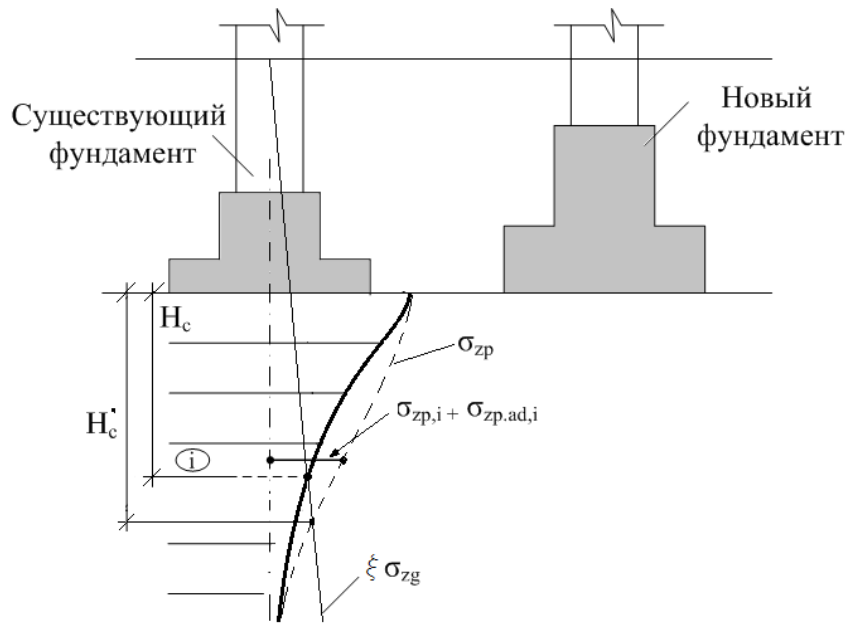


Рис. 12.21 Расчетная схема к определению осадки от дополнительной нагрузки

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):

$$S_0 = \frac{\omega \cdot b(1 - 2\nu_0^2)}{E_0} \cdot P_0 \quad (12.14)$$

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:

$$h_e = A_v \cdot \omega \cdot b \quad (12.17)$$

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 так же от жесткости фундамента и его формы.

При известной величине эквивалентного слоя осадка легко определяется из выражения (12.15).

Для удобства выполнения расчетов составлены таблицы по которым в зависимости от величины ν_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 σ_z можно заменить на треугольную, высотой h_a , рис. 12.22.

Осадку основания при треугольной эпюре может быть определена как площадь эпюры σ_{zp} с учетом коэффициента относительной сжимаемости грунта m_{vm} .

$$S = h_a \cdot m_{vm} \cdot \frac{P_0}{2} \quad (12.19)$$

Приравняв (12.19) и (12.15) получим:

$$h_a = 2h_e \quad (12.20)$$

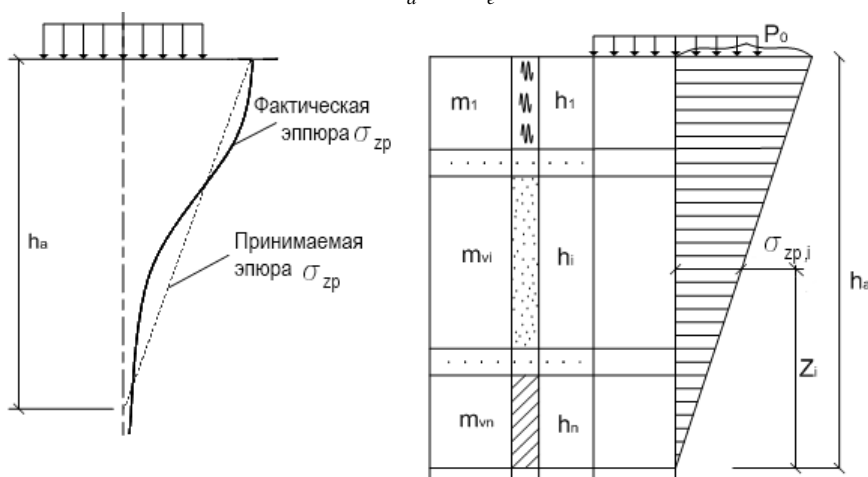


Рис. 12.22. К расчету средневзвешенного коэффициента относительной сжимаемости грунта для неоднородного основания

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 м².

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 напрямую 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 мелко-дисперсных грунтов.

Структурные связи между частицами грунта способны медленно деформироваться во времени при неизменной величине внешней нагрузки. В науке такие деформации называются вязко-пластическим течением.

В этом случае процесс деформирования грунта во времени будет зависеть от вязко-пластических 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. Герсевича 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 рис. 13.1

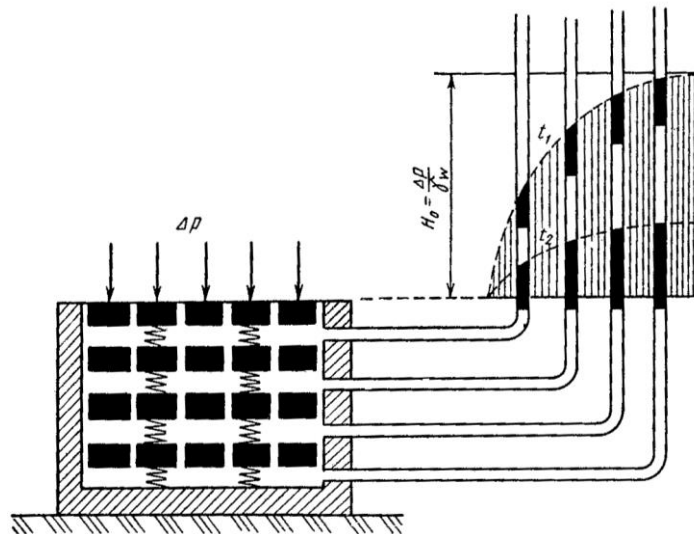


Рис.13.1. Модель консолидирующегося грунта

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

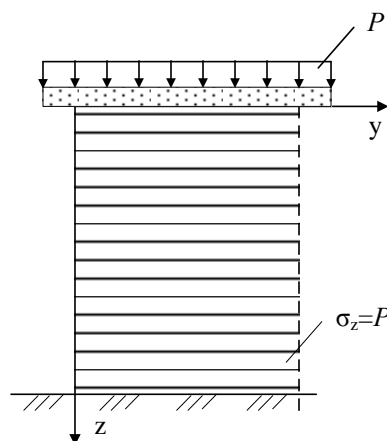


Рис.13.2. Схема распределения напряжений при одномерной задаче

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

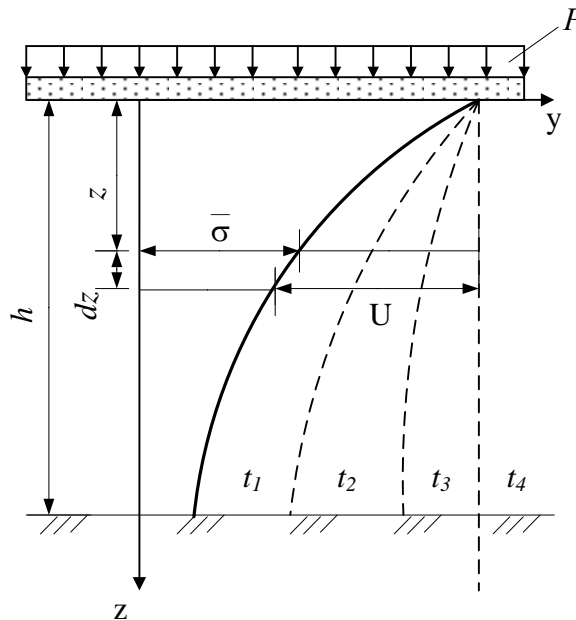


Рис.13.3. Изменение соотношения между эффективным напряжением $\bar{\sigma}$ и поровым давлением u

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.

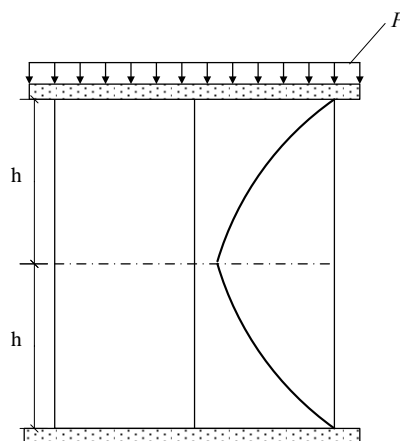


Рис.13.4. Схема двухсторонней фильтрации

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

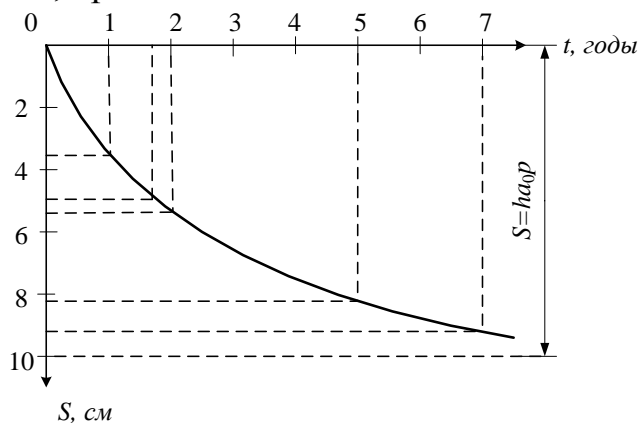


Рис.13.5. График изменения осадки слоя грунта во времени

13.2.3. Другие случаи одномерной задачи консолидации грунта

Выше был рассмотрен случай одномерной задачи уплотнения грунта когда форма эпюры полного давления σ по высоте слоя h была прямоугольной. Аналогичным образом можно получить решения и для треугольных эпюр сжимающего давления, рис.13.6

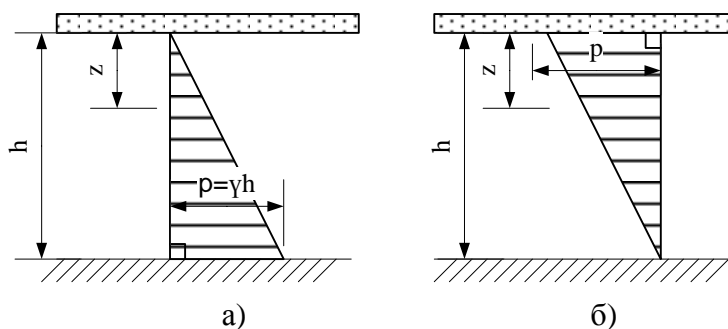


Рис.13.6. Различные случаи уплотняющих давлений для одномерной задачи
 а) – уплотняющее давление вырастает с глубиной;
 б) - уплотняющее давление уменьшается с глубиной

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

$$U_2 = 1 - \frac{16}{\pi^2} \left[\left(1 - \frac{2}{\pi} \right) e^{-N} + \frac{1}{9} \left(1 + \frac{2}{3\pi} \right) e^{-9N} + \dots \right] \quad (13.13)$$

Осадка 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, трапецевидной).

Вопросы для самоконтроля

1. Что представляет собой фильтрационная консолидация грунта?
2. Какие процессы в скелете грунта обуславливают деформации грунта при вторичной консолидации?
3. Перечислите основные допущения теории фильтрационной консолидации грунта?
4. Как изменяются эффективные напряжения в слое грунта ограниченной толщины при сплошной нагрузке?
5. Сформулируйте основные соотношения для вывода дифференциального уравнения фильтрационной консолидации.
6. Запишите дифференциальное уравнение фильтрационной консолидации в эффективных напряжениях.
7. Что представляет собой степень консолидации грунта? Как можно ее определить по площади эпюр эффективных напряжений?
8. Как определяется осадка фундамента в любой момент времени с учетом степени консолидации?

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 Бьюнсмана 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), рис. 14.1.

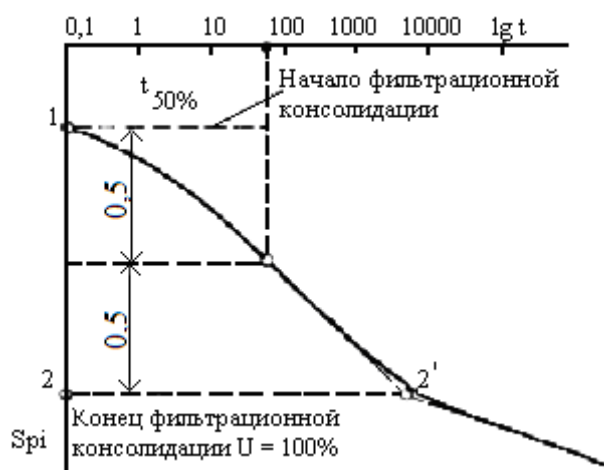


Рис. 14.1. Определение моментного окончания фильтрационной консолидации

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 накапливание повреждений (т.е. новых связей образуется меньше, чем разрушенных) прочностные свойства грунта снижаются и грунтовое основание теряет устойчивость.

Проиллюстрировать скорость нарастания микроповреждений и оценить возможность снижения прочностных свойств грунта можно по кривой ползучести, рис. 14.2, которая строится с момента окончания фильтрационной консолидации. В зависимости от уровня загрузки кривая ползучести может быть затухающей и незатухающей.

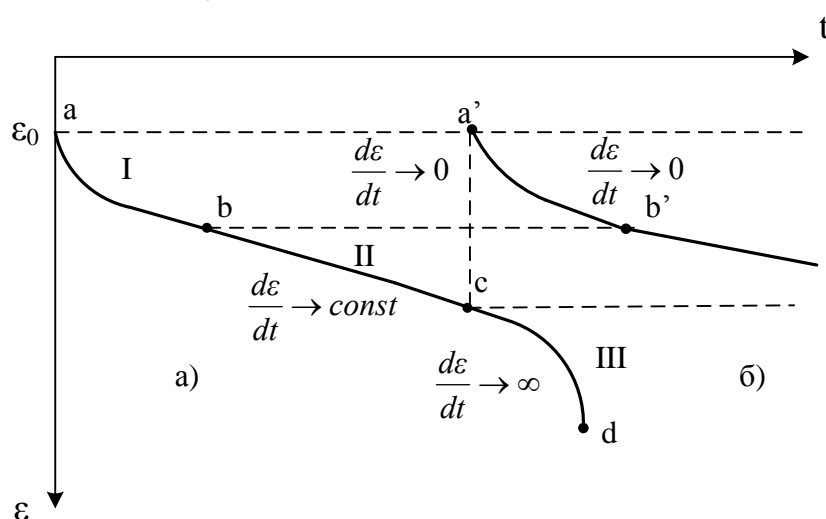


Рис. 14.2. Кривая ползучести: а – незатухающая ползучесть; б – затухающая ползучесть

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 микродвиги.

На третьей стадии (*прогрессирующего течения*) происходит интенсивное накапливание внутренних повреждений, образование микротрещин, микродвигов. Деформации все больше ускоряются и в конечном итоге происходит разрушение образца.

Важно отметить, что установившееся вязко-пластическое 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:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_{МГН}} + K(t - t_0)\sigma(t_0) \cdot \Delta t_0 \quad (14.1)$$

где $E_{МГН}$ – мгновенный модуль деформации.

$K(t - t_0)$ - ядро ползучести, принимаемое чаще всего в виде:

$$K(t - t_0) = \delta e^{-\delta_1(t-t_0)}$$

δ, δ_1 – параметры ползучести, определяемые экспериментально.

Осадка основания при одномерной задаче вторичной консолидации может быть определена по зависимости:

$$S_t = hm'_v \cdot p \left[1 + \frac{\delta}{\delta_1} (1 - e^{-\delta_1 t}) \right] \quad (14.2)$$

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 сложнее¹. Огра-

¹ Более детально с теорией вязко-пластического течения грунтов можно ознакомиться в книге Вялова С.С.

ничимся 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.

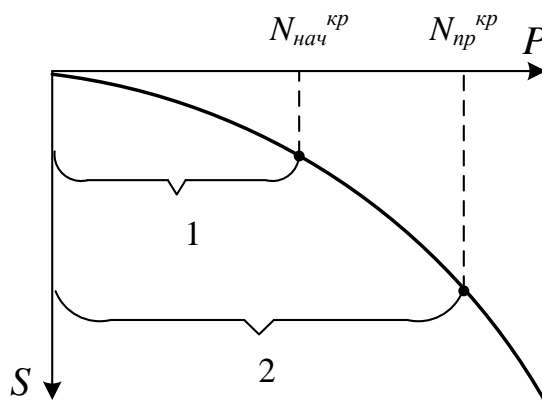


Рис.14.3. 1 – диапазон применимости классической механики грунтов (в линейной постановке задачи); 2 – полная несущая способность грунта

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 так же 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, ν_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:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_x = \left(\frac{1}{3}K + \frac{4}{3}G \right) \varepsilon_x + \left(\frac{1}{3}K - \frac{2}{3}G \right) \varepsilon_y + \left(\frac{1}{3}K - \frac{2}{3}G \right) \varepsilon_z \\ \sigma_y = \left(\frac{1}{3}K - \frac{2}{3}G \right) \varepsilon_x + \left(\frac{1}{3}K + \frac{4}{3}G \right) \varepsilon_y + \left(\frac{1}{3}K - \frac{2}{3}G \right) \varepsilon_z \\ \sigma_z = \left(\frac{1}{3}K - \frac{2}{3}G \right) \varepsilon_x + \left(\frac{1}{3}K - \frac{2}{3}G \right) \varepsilon_y + \left(\frac{1}{3}K + \frac{4}{3}G \right) \varepsilon_z \\ \tau_{zx} = G\alpha_{zx} \\ \tau_{zy} = G\alpha_{zy} \\ \tau_{xz} = G\alpha_{xz} \end{array} \right. \quad (14.5)$$

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.

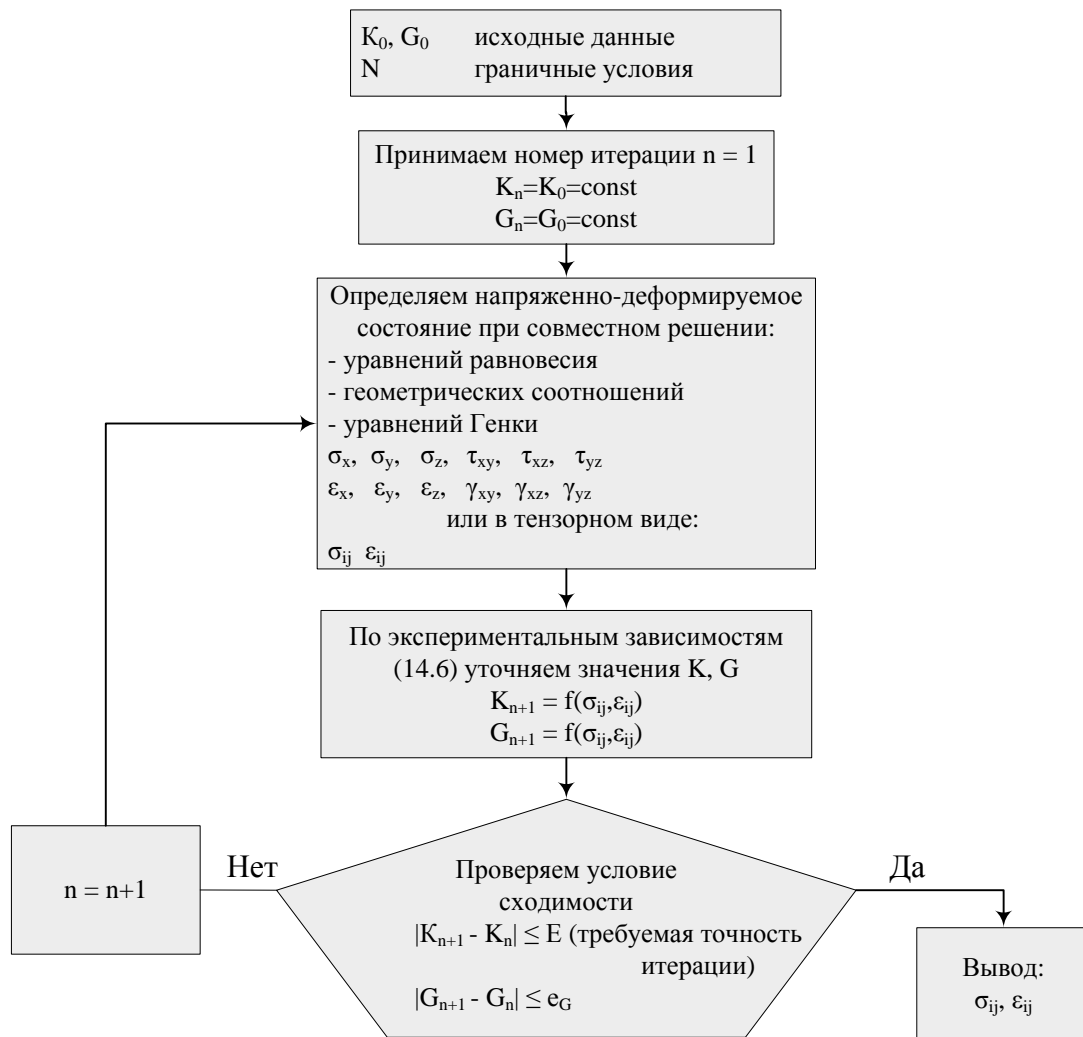


Рис. 14.4. Блок – схема определение напряженно-деформируемого состояния грунта по нелинейно-упругой модели

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 σ_{cp} , σ_i , ε_{cp} , ε_i – инварианты напряженного и деформируемого состояния.

При этом зависимости ε_i от σ_i и ε_{cp} от σ_{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.

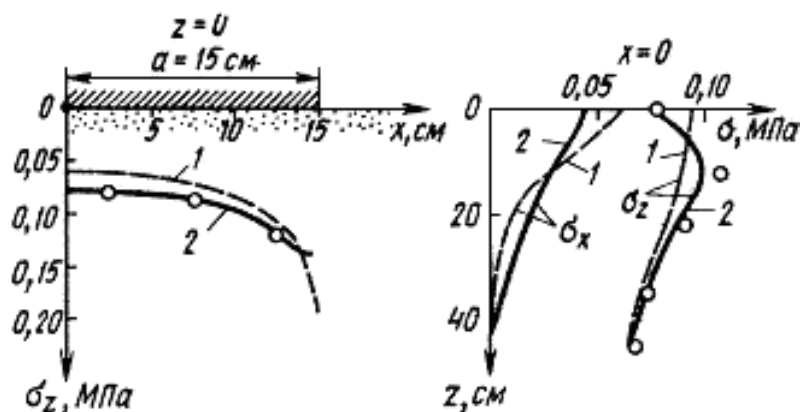


Рис.14.5. Напряженное состояние линейно (1) и нелинейно (2) упругого основания, нагружаемого жестким штампом, и результаты эксперимента (кружки на кривых)

14.3. Упругопластические решения

14.3.1. Общие положения

В основе упругопластического подхода лежит раздельное описание физическими зависимостями упругих и пластических деформаций грунта. Существует несколько вариантов упругопластических решений. В основе большинства из них лежит теория пластического течения.

В соответствии с представлениями теории пластического течения для упругопластических 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 σ - ϵ , (рис.14.6)

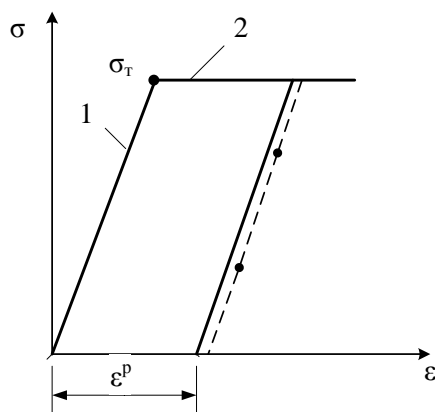


Рис.14.6. Деформирование при линейном напряженном состоянии идеального упругопластического тела

На первом участке (до некоторого предельного значения сжимающего напряжения σ_m) грунт рассматривается как линейно-деформируемое тело. В этом случае используется физические уравнения, полученные из обобщенного закона пластического течения:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (14.7)$$

- ε_{ij}^p - тензор пластических деформаций;
- $d\lambda$ - скалярный бесконечно малый множитель;
- f – функция текучести;
- σ_{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;
- ν_0 - коэффициент бокового расширения;
- c – удельное сцепление;
- φ – угол внутреннего трения.

При сложном напряженном состоянии, упруго-идеальнопластического тела границей между упругим и пластическим деформированием является фиксированная в пространстве напряжений поверхность Π_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.

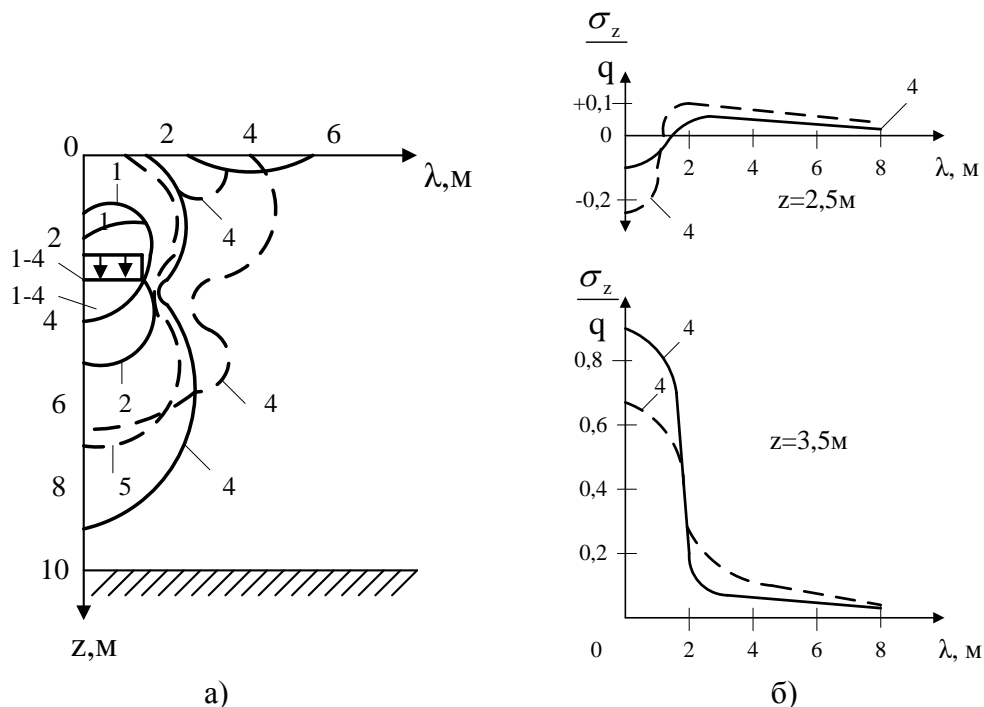


Рис. 14.7. Результаты расчета действия вертикальной полосовой нагрузки, приложенной внутри упругопластического основания (случай упругого решения)

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 σ - ϵ на которой на участке 1 деформации упругие, на участке 2 – упруго-пластичные, рис. 14.8.

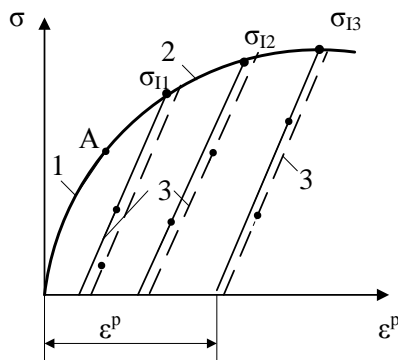


Рис. 14.8. Деформирование при одноосном сжатии упрочняющегося упругопластического тела

Характерным для данного представления диаграммы деформирования грунта является переменное значение предела текучести σ_m . При повторном приложении нагрузки происходят только упругие деформации, а новые пластические деформации к ранее накопленным не добавляются.

В случае сложных состояний упрочняющейся упругопластической среде, в пространстве напряжений отвечает поверхность P_p , которая по аналогии с переменным пределом текучести (пластичности) при растяжении — сжатии может изменять свое положение в пространстве напряжений. В этом случае поверхность P_p принято называть поверхностью нагружения, реже упрочнения. Точка на поверхности P_p , отвечающая определенному напряженному состоянию, характеризуемому вектором σ_0 , называется точкой нагружения. Данному напряженному состоянию его соответствуют определенная поверхность нагружения P_p и область E . Если при изменении напряженного состояния вектор приращения напряжений (вектор догрузки) $d\sigma_0$ переводит вектор σ_0 внутрь области E , т. е. вектор σ'_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 σ_0 вектора догрузки $d\sigma_0$ конец вектора $\sigma'_0 = \sigma_0 + d\sigma_0$, точка нагружения остается на поверхности P_p , то такое изменение напряжений называется нейтральным нагружением. При этом считается, что изменение поверхности P_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 P_p , построенной для вектора σ_0 то происходит, перемещение (изменение) поверхности нагружения из P_p в P'_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 P_p до P'_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 σ_0 должен принадлежать поверхности P_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 Φ 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 ϕ_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.

Вопросы для самоконтроля

1. Можно ли точно определить границу между фильтрационной и вторичной консолидацией?
2. Какие методы применяются на практике для определения момента окончания фильтрационной консолидации и начала вторичной?
3. Опишите процессы, происходящие в скелете грунта при затухающей ползучести.
4. То же при установившемся и прогрессирующем течение?
5. Можно определить возможность развития прогрессирующего течения на этапе установившегося течения?
6. Что представляет собой ядро ползучести?
7. В каких грунтах вторичная консолидация может составлять существенную часть общих деформаций?
8. Почему на Ваш взгляд внедрение в практику проектирования нелинейных методов расчета оснований является приоритетным направлением развития механики грунтов?
9. Какие методы нелинейной механики грунтов получили наиболее распространение?
10. В чем заключается основная идея нелинейно-упругих решений?
11. Нарисуйте блок-схему определения напряженно-деформируемого состояния грунтового основания с использованием нелинейно-упругих решений.

ЛИТЕРАТУРА

Основная литература

1. Пойта, П. С. Основания и фундаменты: учебное пособие для студентов учреждений высшего образования по специальностям "Промышленное и гражданское строительство", "Экспертиза и управление недвижимостью", "Сельское строительство и обустройство территорий" / П. С. Пойта, П. В. Шведовский, Д. Н. Клебанюк. – Минск: Вышэйшая школа, 2020. – 399, [1] с.

Дополнительная

1. Механика грунтов. Основы геотехники / Б.И. Далматов [и др.]; под общ. ред. Б.И. Далматова – Ч. 1. – М.; Изд-во АСВ, 2000. – 201с.
2. Основания и фундаменты. Основы геотехники / Б.И. Далматов [и др.]; под общ. ред. Б.И. Далматова Ч. 2. – М.; Изд-во АСВ, 2002. – 392с.
3. Механика грунтов, основания и фундаменты / С.Б. Ухов [и др.]; под общ. ред. С.Б. Ухова – М.: Изд-во АСВ, 1994. – 527с.
4. Берлинов, М.В. [и др.] Основания и фундаменты / М.В. Берлинов – 4-е изд., испр. – СПб.; Изд-во «Лань», 2011. – 320с.
5. Свайные фундаменты. Конструкции, проектирование и технологии / Р.А. Мангушев [и др.] – М.; Изд-во АСВ, 2015. – 320с.
6. Бусел, И.А. Инженерно-геологические изыскания для строительства: основы методологии / И.А. Бусел – Минск : Изд. Центр БГУ, 2015. – 393с.
8. Механика грунтов, основания и фундаменты. Лабораторные работы: практикум для студентов строительных специальностей / М.И. Никитенко [и др.]. – Минск : БНТУ, 2004. – 51 с.
9. 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.
10. 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.
11. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика под ред. Е.А.Сорочана, Ю.Г.Трофименкова. -М.: Стройиздат, 1985.
12. Механика грунтов, основания и фундаменты: практикум для студентов строительных специальностей / В.А. Сернов [и др.]. – Минск : БНТУ, 2022. – 121 с.

Нормативная

12. СП 5.01.01-2023. Общие положения по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений. – Минск, 2023.
13. ТКП 45-5.01-67-2007. Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Минск, 2008.
14. СП 5.01.02-2023. Устройство оснований и фундаментов. – Минск, 2023.
15. СП 5.01.03-2023. Свайные фундаменты. – Минск, 2023.
17. П9-2000 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование оснований и фундаментов в пучинистых при промерзании грунтах. – Минск, 2001.
19. СТБ 1164.2-2009. Строительство. Устройство искусственных оснований из насыпных и намывных грунтов. Контроль качества работ. – Минск, 2009.
20. СТБ 1164.5-2010. Строительство. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Подпорные стены и крепления котлованов. Контроль качества работ. – Минск, 2010.
21. СТБ 1648-2006. Строительство. Основания и фундаменты. Термины и определения. – Минск, 2006.
23. ТКП 45-5.01-235-2011. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Геотехническая реконструкция. Правила проведения. – Минск, 2011.
24. ТКП 45-5.01-237-2011. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Подпорные стены и крепления котлованов. Правила проектирования и устройства. – Минск, 2011.
25. ТКП 45-5.01-45-2006. Фундаменты и подземные сооружения, возводимые с использованием струйной технологии. Правила проектирования и устройства. – Минск, 2006.
26. СН 2.01.07-2020. Защита строительных конструкций от коррозии. Строительные нормы проектирования. – Минск, 2020.
27. СТБ 943-2007. Грунты. Классификация. – Минск, 2007.
28. СН 2.01.02-2019. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий. – Минск., 2020.

ПРАКТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ

ЗАДАНИЕ 1

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФИЗИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ

Классификация песчаных грунтов

Песчаные грунты по гранулометрическому составу делятся на:

гравелистый — масса частиц крупнее 2 мм более 25 %

крупный — масса частиц крупнее 0,5 мм более 50 %

средний — масса частиц крупнее 0,25 мм более 50 %

мелкий — масса частиц крупнее 0,1 мм 75 % и более

пылеватый — масса частиц крупнее 0,1 мм менее 75 %

Содержание в грунте каждой фракции X в % вычислять по формуле

$$X = \frac{A * 100\%}{B}, \text{ где } A - \text{ вес данной фракции грунта, г;}$$

B - вес средней пробы грунта, взятой для анализа, г.

Расчет содержания песчаной фракции производится в таблице №1

Таблица №1.1

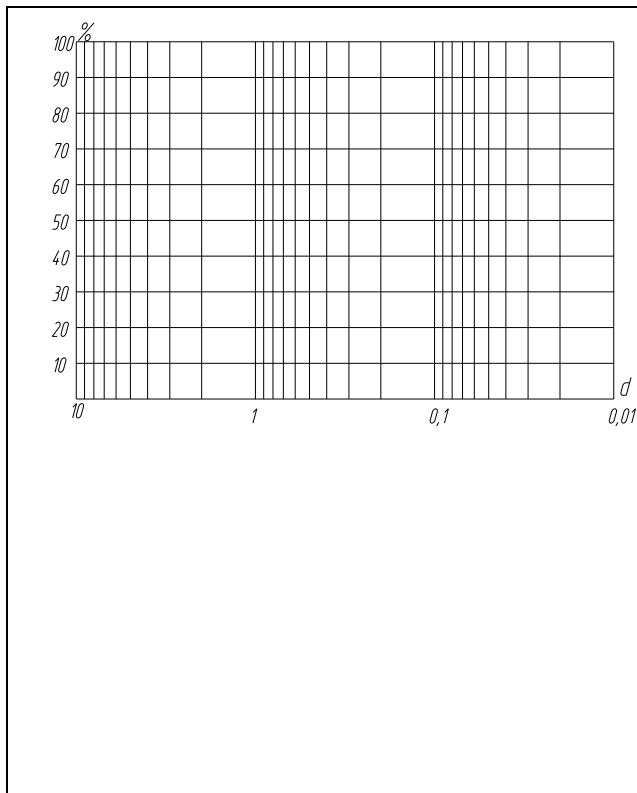
№ слоя	Диаметр фракции, мм	Гранулометрический состав грунта							Σ	
		>10	10-5	5-2	2-1	1-0,5	0,5-0,1	0,1-0,01		<0,01
1	Масса фракции, г									
2	% содержание фракции									

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.

Для построение кривой гранулометрического состава заполняют таблицу № 2

Таблица №1.2

Диаметр частиц каждой фракции, мм	Содержание каждой фракции в грунте, %		Диаметр частиц по совокупности фракций, мм	Содержание по совокупности фракций, %	
	слой			слой	
	1	2		1	2
1	2	3	4	5	6
< 10					
10,0 – 5,0			Менее 10,0		
5,0 – 2,0			5,0		
2,0 – 1,0			2,0		
1,0 – 0,5			1,0		
0,5 – 0,1			0,5		
0,1 – 0,01			0,1		
< 0,01			0,01		



По кривой гранулометрического находят показатель максимальной неоднородности грунта U (мера неоднородности гранулометрического состава песка) по формуле

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

d_{95} , d_{50} , d_5 , – диаметры частиц, мм, меньше которых в данном грунте содержится по массе соответственно 95, 50 и 5% частиц.

По показателю максимальной неоднородности U_{\max} :

однородный $U_{\max} < 4$
 среднеоднородный $4 \leq U_{\max} \leq 20$
 неоднородный $20 \leq U_{\max} \leq 40$
 повышенной неоднородности $U_{\max} > 40$

Логарифмы для построения графика гранулометрического состава

Таблица №1.3

Логарифм	Ln 10	Ln 9	Ln 8	Ln 7	Ln 6	Ln 5	Ln 4	Ln 3	Ln 2	Ln 1
Значение	2,303	2,197	2,079	1,946	1,792	1,609	1,386	1,099	0,693	0
Логарифм	Ln 0,9	Ln 0,8	Ln 0,7	Ln 0,6	Ln 0,5	Ln 0,4	Ln 0,3	Ln 0,2	Ln 0,1	
Значение	- 0,105	- 0,223	- 0,357	- 0,511	- 0,693	- 0,916	- 1,204	- 1,609	- 2,303	
Логарифм	Ln 0,09	Ln 0,08	Ln 0,07	Ln 0,06	Ln 0,05	Ln 0,04	Ln 0,03	Ln 0,02	Ln 0,01	
Значение	- 2,408	- 2,526	- 2,659	- 2,813	- 2,996	- 3,219	- 3,507	- 3,912	- 4,605	

Задание. По результатам исследований приведенных в таблице № 1.4 определить наименование песчаного грунта по крупности и неоднородности. Построить график кривой грансостава.

Таблица №1.4

№ п/п	Гранулометрический состав в граммах (по фракциям)							
	>10	10--5	5--2	2--1	1,0--0,5	0,5--0,1	0,1--0,01	<0,01
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7,2	14,1	14,6	19,0	20,3	17,8	11,2	3,8
2	1,3	7,5	14,3	8,6	32	30,0	7,3	5,0
3	5,0	11,7	17,4	16,0	27,3	10,0	12	4,1
4	7,2	24,4	10,9	6,2	26,3	14,3	19,9	5,8
5	2,3	21,5	15,8	11,6	21,6	29,2	14,0	3,0
6	3,2	29,4	14,0	6,7	26,7	25,5	15,6	4,9
7		2,1	16,8	7,7	27,2	53,2	10,6	12,4
8		8,1	5,4	15,9	19,1	27,9	13,3	27,4
9		1,7	17,8	10,0	39,1	33,6	21,0	16,8
10			12,2	5,2	27,8	49,4	34,4	14,0
11		2,5	6,0	6,9	17,7	56,1	26,7	24,1
12		12,2	2,7	3,4	15,5	79,2	60,9	55,9
13	4,8	11,9	3,7	8,1	16,5	62,9	80,1	52,0
14	7,6	16,2	42,7	32,0	25,8	16,5	14,6	4,6
15			18,2	27,5	20,3	34,6	25,4	14
16			5,5	5,1	40,2	47,6	26,9	14,7
17	18,8	30,7	36,5	17,3	12,8	20,7	9,0	4,2
18			16,1	19,0	18,8	27,2	11,9	7,0
19			2,7	4,4	18,3	76,3	52,4	5,9
20			12,2	5,2	20,8	93,4	24,4	24,0
21		0,7	3,4	4,9	19,1	53,0	36,5	22,4
22			14,7	14,4	23,4	63,1	29,9	14,5
23	14,4	17,5	13,1	14,0	28,7	13,8	14,0	14,5
24		1,2	7,3	14,1	16,8	39,5	35,0	6,1
25		2,5	2,8	11,0	7,8	36,1	40,5	19,3
26	21,4	15,4	13,4	11,9	24,9	24,4	13,0	5,6
27		11,7	23,7	34,2	22,6	31,8	29,1	6,9
28	7,5	17,8	11,9	6,7	11,7	25,4	10,6	7,3
29		10,0	14,4	7,5	19,1	15,5	16,1	0,7
30		25,4	27,5	27,9	6,7	24,1	7,5	5,5

Определение наименования глинистого грунта

Наименование глинистого грунта зависит от пластичности грунта. Пластичность, в свою очередь зависит от предела раскатывания (W_p) и предела текучести (W_L)

Пластичность – способность глинистого грунта деформироваться под воздействием внешнего давления без разрыва сплошности масс и сохранять принятую форму после приложения усилия.

Предел раскатывания (W_p) – влажность нижнего предела пластичности, т.е. та влажность, при которой грунт переходит из пластичного состояния в твердое и наоборот.

Предел текучести (W_L) – влажность верхнего предела пластичности, т.е. влажность, при которой грунт переходит из пластичного состояния в текучее и наоборот.

Число пластичности: $J_p = W_L - W_p$,

Классификация глинистого грунта в соответствии с числом пластичности приведена в таблице 3.1.

Таблица №3.1

Наименование грунтов	Содержание глинистых частиц (диаметром менее 0,005 мм), % по весу	Число пластичности J_p
Глина	более 30	более 17
Суглинок	30 – 10	17 – 7
Супесь	10 – 3	7 – 1
Песок	менее 3	менее 1

Консистенция глинистых грунтов определяется **показателем текучести:** $J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$.

Здесь W - природная влажность, %; W_L - влажность на границе текучести, %; W_p - влажность на границе раскатывания, %.

Классификация глинистого грунта по консистенции приведена в таблице 3.2.

Таблица №3.2

Наименование грунтов	Показатель текучести J_L
Супеси:	
Твердые	$IL \leq 0$
Пластичные	$0 < IL \leq 1,0$
Текучие	$IL > 1,0$
Суглинки и глины:	
Твердые	$IL \leq 0$
Полутвердые	$0 < IL \leq 0,25$
Тугопластичные	$0,25 < IL \leq 0,5$
Мягкопластичные	$0,5 < IL \leq 0,75$
Текучепластичные	$0,75 < IL \leq 1,0$
Текучие	$IL > 1,0$

ЗАДАНИЕ 2

ОПРЕДЕЛЕНИЕ МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ИСПЫТАНИЯ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКОЙ (ШТАМПОМ).

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.

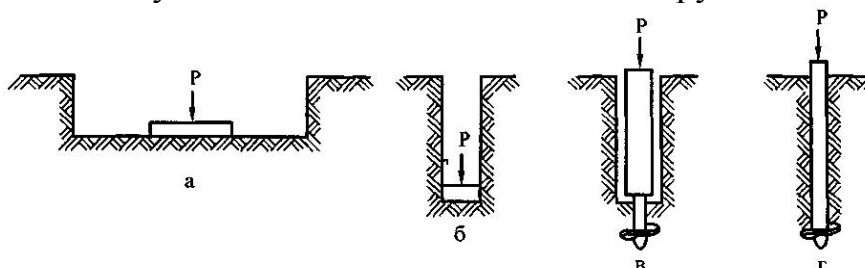


Рисунок 4.1 – Схемы испытаний грунтов штампами
 а — плоским штампом в шурфе или дудке;
 б — плоским штампом в забое буровой скважины;
 в — винтовым штампом ниже забоя буровой скважины;
 г — винтовым штампом в массиве.

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

$$E = \omega d(1 - \nu^2) \Delta p / \Delta s \quad (4.4)$$

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

d — диаметр штампа;

Δp — приращение давления на линейном участке графика;

Δs — приращение осадки штампа при изменении давления Δp .

ν — коэффициент Пуассона, принимается: для песков и супесей — $\nu = 0,3$, для суглинков — $\nu = 0,35$, для глин — $\nu = 0,42$.

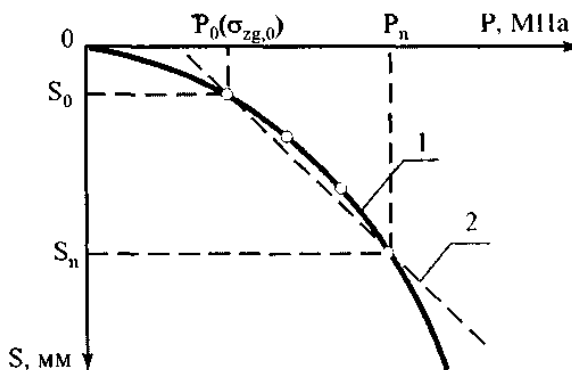


Рисунок 4.2 – График зависимости осадки штампа от давления $S = f(p)$
 1 — линейная часть графика; 2 — осредняющая прямая

Задание

Определить модули деформации песчаного и глинистого грунта по результатам штамповых испытаний. Исходные данные приведенных в таблицах 4.3 и 4.4. Недостающие данные взять из ПР №1.

Таблица 4.3 – Результаты штамповых испытаний песчаных грунтов

№№	d, м	S _i , мм				
		p1=0,1МПа	p2=0,2МПа	p3=0,3МПа	p4=0,4МПа	p5=0,5МПа
1	2	3	4	5	6	7
1	0,60	0,45	1,15	2,35	3,96	6,02
2		0,59	1,50	3,06	5,15	7,83
3		0,72	1,84	3,76	6,34	9,63
4		0,86	2,19	4,47	7,52	11,44
5		0,99	2,53	5,17	8,71	13,24
6	0,65	0,47	1,21	2,47	4,16	6,32
7		0,61	1,55	3,17	5,35	8,13
8		0,74	1,90	3,88	6,53	9,93
9		0,88	2,24	4,58	7,72	11,74
10		1,01	2,59	5,29	8,91	13,55
11	0,70	0,50	1,27	2,59	4,36	6,62
12		0,63	1,61	3,29	5,54	8,43
13		0,77	1,96	4,00	6,73	10,23
14		0,90	2,30	4,70	7,92	12,04
15		1,04	2,65	5,41	9,11	13,85
16	0,75	0,52	1,32	2,70	4,55	6,92
17		0,65	1,67	3,41	5,74	8,73
18		0,79	2,01	4,11	6,93	10,54
19		0,92	2,36	4,82	8,12	12,34
20		1,06	2,70	5,52	9,31	14,15
21	0,80	0,54	1,38	2,82	4,75	7,22
22		0,68	1,73	3,53	5,94	9,03
23		0,81	2,07	4,23	7,13	10,84
24		0,95	2,42	4,94	8,32	12,64
25		1,08	2,76	5,64	9,50	14,45
26	0,85	0,56	1,44	2,94	4,95	7,53
27		0,70	1,78	3,64	6,14	9,33
28		0,83	2,13	4,35	7,33	11,14
29		0,97	2,47	5,05	8,51	12,94
30		1,10	2,82	5,76	9,70	14,75

Таблица 4.4 – Результаты штамповых испытаний глинистых грунтов

№№	d, м	S _i , мм				
		p1=0,1МПа	p2=0,2МПа	p3=0,3МПа	p4=0,4МПа	p5=0,5МПа
1	2	3	4	5	6	7
1	0,25	0,29	0,76	1,46	2,38	3,48
2		0,38	0,99	1,90	3,09	4,52
3		0,46	1,22	2,34	3,81	5,57
4		0,55	1,44	2,77	4,52	6,61
5		0,64	1,67	3,21	5,24	7,66
6	0,26	0,30	0,80	1,53	2,50	3,65
7		0,39	1,03	1,97	3,21	4,70
8		0,48	1,25	2,41	3,93	5,74
9		0,57	1,48	2,85	4,64	6,79
10		0,65	1,71	3,29	5,36	7,83
11	0,27	0,32	0,84	1,61	2,62	3,83
12		0,41	1,06	2,04	3,33	4,87
13		0,49	1,29	2,48	4,05	5,92
14		0,58	1,52	2,92	4,76	6,96
15		0,67	1,75	3,36	5,47	8,00
16	0,28	0,33	0,87	1,68	2,74	4,00
17		0,42	1,10	2,12	3,45	5,05
18		0,51	1,33	2,56	4,17	6,09
19		0,59	1,56	2,99	4,88	7,13
20		0,68	1,79	3,43	5,59	8,18
21	0,29	0,35	0,91	1,75	2,86	4,18
22		0,44	1,14	2,19	3,57	5,22
23		0,52	1,37	2,63	4,28	6,26
24		0,61	1,60	3,07	5,00	7,31
25		0,70	1,82	3,50	5,71	8,35
26	0,3	0,36	0,95	1,83	2,98	4,35
27		0,45	1,18	2,26	3,69	5,39
28		0,54	1,41	2,70	4,40	6,44
29		0,62	1,63	3,14	5,12	7,48
30		0,71	1,86	3,58	5,83	8,53

ЗАДАНИЕ 3**ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТЕ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА И ПОСТРОЕНИЕ ЭПЮРЫ ПРИРОДНОГО ДАВЛЕНИЯ**

Вертикальное давление, возникающее в грунтовом массиве от собственного веса грунта, называется природным или бытовым давлением. Это давление характеризует напряженное состояние грунта до начала строительства, т. е. до передачи на него нагрузки от веса сооружения. Величина при-

родного давления зависит от удельного веса грунта γ и глубины h рассматриваемой горизонтальной плоскости.

Вертикальные напряжения в однородном грунте от собственного веса грунта на глубине h от дневной поверхности σ_{zg} (кПа) будут равны:

$$\sigma_{zg} = \gamma \cdot h,$$

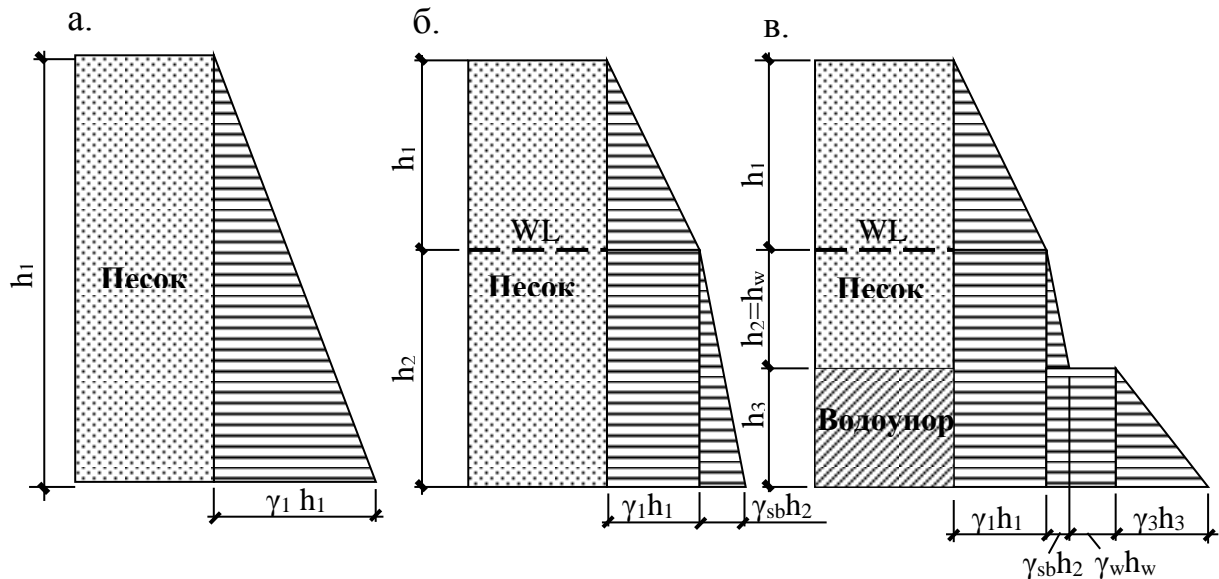


Рис. 14.1 Расчетные схемы для построения эпюр бытового давления
 а - при однородном основании; б - при наличии грунтовых вод;
 в – при наличии «водоупора» (суглинка или глины полутвердой или твердой
 консистенции); WL - отметка уровня грунтовых вод

В случае напластования грунта с разными удельными весами полные вертикальные напряжения определяются путем сложения давлений от веса отдельных слоев, т.е.:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i,$$

где γ_i и h_i - соответственно удельный вес в кН/м^3 и толщина i -го слоя грунта, м.

Эпюра природного давления в однородном грунте изобразится прямой, проходящей через начало координат (рис.2.1а), а при напластовании – ломаной линией с точками перегиба на границах слоев или зеркале грунтовой воды (рис.2.1б).

Удельный вес грунтов при учете взвешивающего действия воды находят из выражения:

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

где γ_s и γ_w - удельные веса соответственно минеральных частиц грунта и воды, кН/м^3 ;

e - коэффициент пористости водонасыщенного грунта.

Если в толще основания находится водонепроницаемый слой – глина или суглинок твердой или полутвердой консистенции, то на его кровлю пе-

редается давление от грунта и подземных вод (рис.14.1в), определяемое по формуле:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + (\gamma_{sb} + \gamma_w) \cdot h_w ,$$

где h_w - мощность слоя воды до водоупора, м. В этом случае на эпюре природного давления появляется ступень, величина которой равна давлению воды.

ЗАДАНИЕ 4

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТЕ ОТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ СИЛЫ НА ПОВЕРХНОСТИ

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.

$$\sigma_R = \frac{3}{2\pi} \frac{P}{R^2} \cos \beta \quad (7.1)$$

Это решение позволяет определить все компоненты напряжений и деформаций в любой точке M полупространства от действия силы P . Для практических расчетов наибольшее значение имеют вертикальные сжимающие напряжения:

$$\sigma_z = \frac{K}{z^2} P \quad (7.2)$$

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

Для практических расчетов значения коэффициентов K приведены в таблице 7.1.

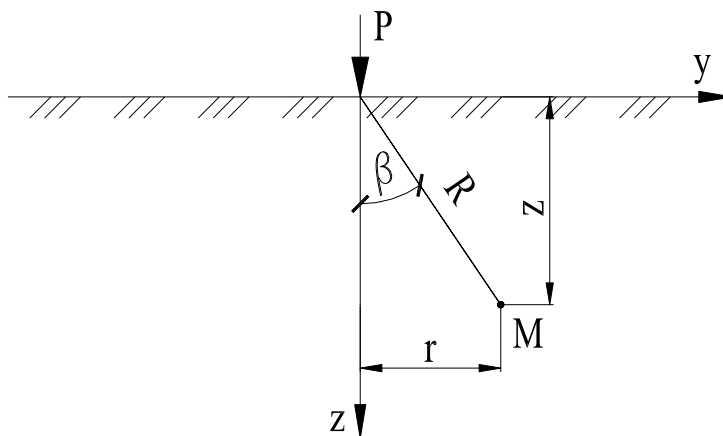


Рисунок 7.1 – Расчетная схема для определения вертикальных напряжений в основании от сосредоточенной нагрузки P

Используя принцип суперпозиций можно определить значения вертикальных сжимающих напряжений в любой точке М при действии нескольких сосредоточенных сил, приложенных на поверхности (рисунок 7.2).

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n K_i P_i \quad (7.3)$$

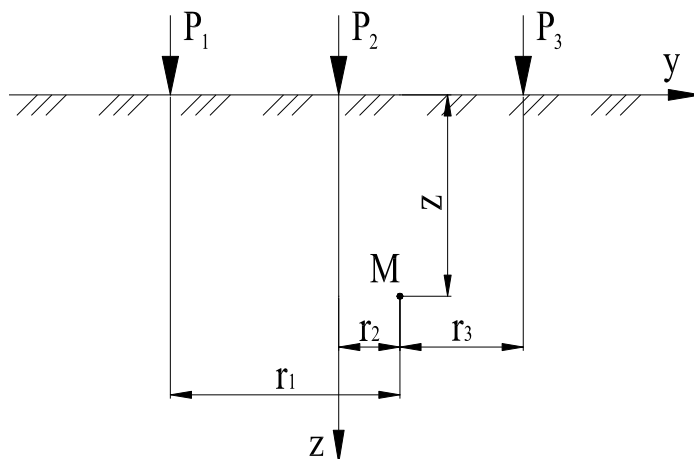


Рисунок 7.2 – Расчетная схема для определения вертикальных напряжений в основании от нескольких сосредоточенных сил

Таблица 7.1 – Значения коэффициентов К для вычисления вертикальных напряжений в основании от сосредоточенной силы S_z

r/z	k	r/z	k	r/z	k	r/z	k
0,00	0,4775	0,50	0,2733	1,00	0,0844	1,50	0,0251
0,02	0,4770	0,52	0,2625	1,02	0,0803	1,25	0,0240
0,04	0,4756	0,54	0,2518	1,04	0,0764	1,54	0,0229
0,06	0,4732	0,56	0,2414	1,06	0,0727	1,56	0,0219
0,08	0,4669	0,58	0,2313	1,08	0,0691	1,58	0,0209
0,10	0,4657	0,60	0,2214	1,10	0,0658	1,60	0,0200
0,12	0,4607	0,62	0,2117	1,12	0,0626	1,62	0,0191
0,14	0,4548	0,64	0,2024	1,14	0,0595	1,64	0,0183
0,16	0,4482	0,66	0,1934	1,16	0,0567	1,66	0,0175
0,18	0,4409	0,68	0,1846	1,18	0,0539	1,68	0,0167
0,20	0,4329	0,70	0,1762	1,20	0,0513	1,70	0,0160
0,22	0,4242	0,72	0,1681	1,22	0,0489	1,72	0,0153
0,24	0,4151	0,74	0,1603	1,24	0,0466	1,74	0,0147
0,26	0,4054	0,76	0,1527	1,26	0,0443	1,76	0,0141
0,28	0,3954	0,78	0,1455	1,28	0,0422	1,78	0,0135
0,30	0,3849	0,80	0,1386	1,30	0,0402	1,80	0,0129
0,32	0,3742	0,82	0,1320	1,32	0,0384	1,82	0,0124
0,34	0,3632	0,84	0,1257	1,34	0,0365	1,84	0,0119
0,36	0,3521	0,86	0,1196	1,36	0,0348	1,86	0,0114
0,38	0,3408	0,88	0,1138	1,38	0,0332	1,88	0,0109
0,40	0,3294	0,90	0,1083	1,40	0,0317	1,90	0,0105
0,42	0,3181	0,92	0,1031	1,42	0,0302	1,92	0,0101
0,44	0,3068	0,94	0,0981	1,44	0,0288	1,94	0,0097
0,46	0,2955	0,96	0,0933	1,46	0,0275	1,96	0,0093
0,48	0,2843	0,98	0,0887	1,48	0,0263	1,98	0,0089

Задание 7.1 Определить вертикальные напряжения s_z в точках 1-50 основания (рисунок 7.3). Построить эпюры вертикальных напряжений s_z по разрезам I-I ... VII-VII. Значение нагрузки P принять по таблице 7.2.

Таблица 7.2 – Исходные данные для задания 1.1

№	P, кН	№	P, кН	№	P, кН	№	P, кН	№	P, кН
1	100	7	160	13	220	19	280	25	340
2	110	8	170	14	230	20	290	26	350
3	120	9	180	15	240	21	300	27	360
4	130	10	190	16	250	22	310	28	370
5	140	11	200	17	260	23	320	29	380
6	150	12	210	18	270	24	330	30	390

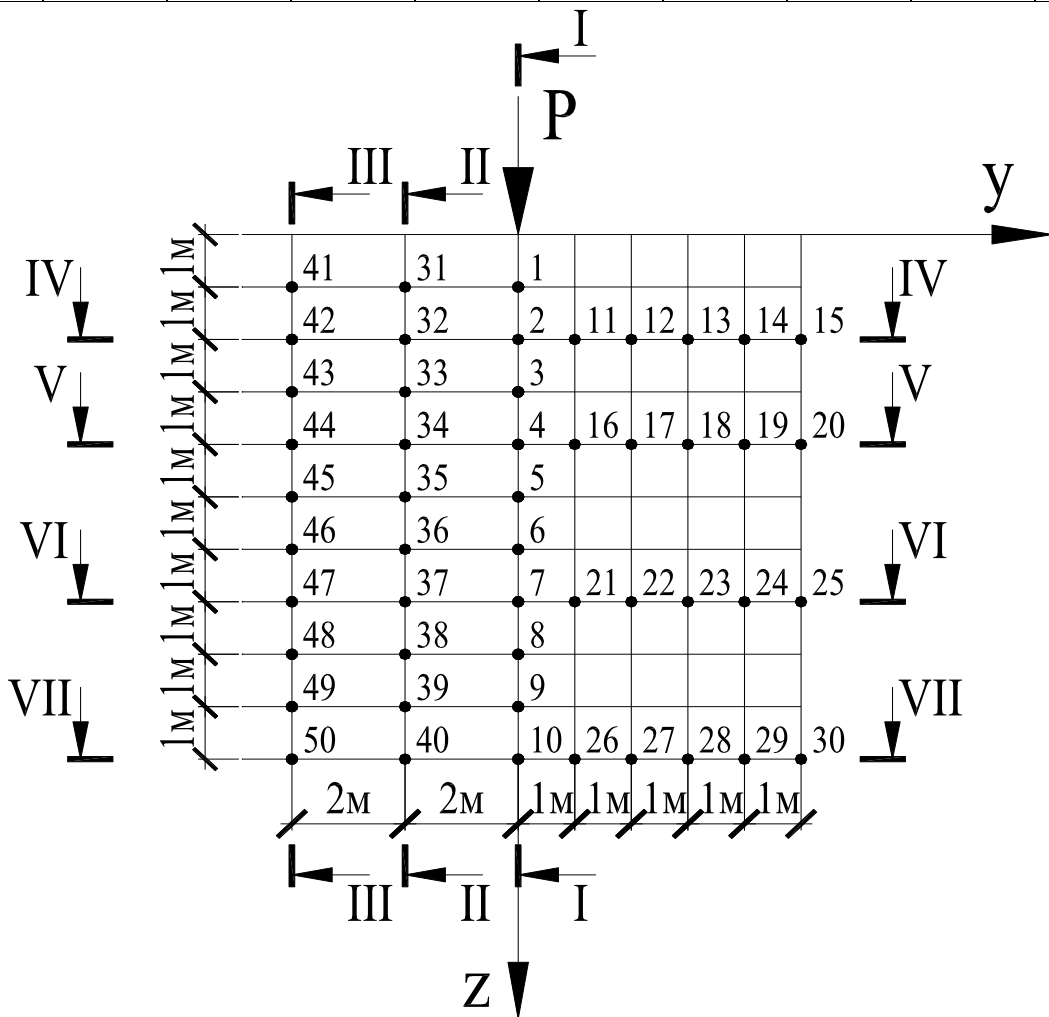


Рисунок 7.3 – Расчетная схема для задания 1

Задание 7.2 Определить вертикальные напряжения s_z в точке М (рисунок 7.2) от действия вертикальных нагрузок $P_1=300\text{кН}$, $P_2=200\text{кН}$ и $P_3=150\text{кН}$. Исходные данные принять по таблице 7.3.

Таблица 7.3 – Исходные данные для задания 1.2

№	r_1 , м	r_2 , м	r_3 , м	z , м	№	r_1 , м	r_2 , м	r_3 , м	z , м
1	4,0	0,75	0,3	3,00	16	5,5	1,50	1,8	3,75
2	4,1	0,80	0,4	3,05	17	5,6	1,55	1,9	3,80
3	4,2	0,85	0,5	3,10	18	5,7	1,60	2,0	3,85
4	4,3	0,90	0,6	3,15	19	5,8	1,65	2,1	3,90
5	4,4	0,95	0,7	3,20	20	5,9	1,70	2,2	3,95
6	4,5	1,00	0,8	3,25	21	6,0	1,75	2,3	4,00
7	4,6	1,05	0,9	3,30	22	6,1	1,80	2,4	4,05
8	4,7	1,10	1,0	3,35	23	6,2	1,85	2,5	4,10
9	4,8	1,15	1,1	3,40	24	6,3	1,90	2,6	4,15
10	4,9	1,20	1,2	3,45	25	6,4	1,95	2,7	4,20
11	5,0	1,25	1,3	3,50	26	6,5	2,00	2,8	4,25
12	5,1	1,30	1,4	3,55	27	6,6	2,05	2,9	4,30
13	5,2	1,35	1,5	3,60	28	6,7	2,10	3,0	4,35
14	5,3	1,40	1,6	3,65	29	6,8	2,15	3,1	4,40
15	5,4	1,45	1,7	3,70	30	6,9	2,20	3,2	4,45

ЗАДАНИЕ 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 так же жесткости основания. Различают 3 случая:

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

2. Абсолютно гибкие сооружения. 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.

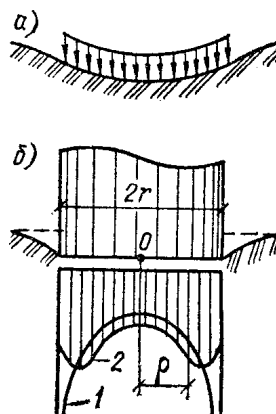


Рисунок 1.1 – Деформации поверхности грунта под абсолютно гибким и абсолютно жестким сооружением

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

$$p_r = p_m / (2\sqrt{1 - \rho^2 / r^2}) \quad (1.1)$$

где: p_r – давление по подошве фундамента на расстоянии r от центра;
 r – радиус подошвы фундамента;
 p_m – среднее давление по подошве фундамента.

$$p_m = \frac{N}{A} \quad (1.2)$$

где: N – вертикальная нагрузка на фундамент;
 A – площадь подошвы 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:

$$p = 2p_m / (\pi\sqrt{1 - (x/a)^2}) \quad (1.3)$$

где: x – расстояние от середины фундамента до рассматриваемой точки;

a – полуширина фундамента $a = b/2$.

Задание

Построить эпюру контактных давлений по подошве круглого фундамента дымовой трубы диаметром D и ленточного фундамента шириной b . Исходные данные взять по таблицам 1.1 и 1.2. Шаг точек для определения контактных давлений принять для круглого фундамента $0,05D$, а для ленточного — $0,1b$.

Таблица 1.1 – Исходные данные для круглого фундамента

№	p_m , кПа	D , м	№	p_m , кПа	D , м	№	p_m , кПа	D , м
1	310	6,2	11	410	8,2	21	510	10,2
2	320	6,4	12	420	8,4	22	520	10,4
3	330	6,6	13	430	8,6	23	530	10,6
4	340	6,8	14	440	8,8	24	540	10,8
5	350	7,0	15	450	9,0	25	550	11,0
6	360	7,2	16	460	9,2	26	560	11,2
7	370	7,4	17	470	9,4	27	570	11,4
8	380	7,6	18	480	9,6	28	580	11,6
9	390	7,8	19	490	9,8	29	590	11,8
10	400	7,0	20	500	10,0	30	600	12,0

Таблица 1.2 – Исходные данные для ленточного фундамента

№	p_m , кПа	b , м	№	p_m , кПа	b , м	№	p_m , кПа	b , м
1	205	3,1	11	255	4,1	21	305	5,1
2	210	3,2	12	260	4,2	22	310	5,2
3	215	3,3	13	265	4,3	23	315	5,3
4	220	3,4	14	270	4,4	24	320	5,4
5	225	3,5	15	275	4,5	25	325	5,5
6	230	3,6	16	280	4,6	26	330	5,6
7	235	3,7	17	285	4,7	27	335	5,7
8	240	3,8	18	290	4,8	28	340	5,8
9	245	3,9	19	295	4,9	29	345	5,9
10	250	4,0	20	300	5,0	30	350	6,0

ЗАДАНИЕ 6

ПОСТРОЕНИЕ ЭПЮРЫ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СЖИМАЮЩИХ НАПРЯЖЕНИЙ ПОД ЦЕНТРОМ ФУНДАМЕНТА

Нагрузка от сооружения передается на основание через подошву фундамента. В грунтовом массиве, лежащем ниже подошвы фундамента, возникает напряженное состояние, которое влияет на деформации оснований (осадки, горизонтальные смещения, крены и т.д.), а также на прочность и устойчивость грунтовой толщи.

С некоторыми допущениями это напряженное состояние определяется по формулам теории линейно-деформируемых тел.

Осадку грунтов основания в большинстве случаев определяют только от вертикальных нормальных напряжений σ_{zp} , значения которых в любой точке основания находят по соответствующим формулам.

Для точек, расположенных на вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента сжимающее напряжение определяется по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0 \quad (2.1)$$

где α – коэффициент рассеивания напряжений, принимаемый по таблице 2.1 в зависимости от формы подошвы, соотношения сторон прямоугольного фундамента $\eta = l/b$ и относительной глубины, равной $\xi = 2z/b$;

$p_0 = p - \sigma_{zg,0}$ – дополнительное вертикальное давление на основание (для фундаментов шириной $b \geq 10$ м принимается $p_0 = p$);

p – среднее давление под подошвой фундамента;

$\sigma_{zg,0}$ – вертикальные напряжения от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента;

z – расстояние от подошвы фундамента до рассматриваемой точки.

Таблица 2.1 – Значения коэффициента α

$\xi=2z/b$	Прямоугольные фундаменты с соотношением сторон $\eta=1/b$						Ленточные фундаменты при $\eta \geq 10$
	1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,800	0,848	0,866	0,675	0,879	0,881	0,881
1,2	0,606	0,688	0,717	0,740	0,749	0,754	0,755
1,6	0,449	0,532	0,570	0,612	0,630	0,639	0,642
2,0	0,336	0,414	0,463	0,505	0,529	0,545	0,550
2,4	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,201	0,260	0,304	0,350	0,383	0,410	0,420
3,2	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,130	0,173	0,209	0,250	0,285	0,320	0,337
4,0	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,091	0,122	0,150	0,165	0,218	0,256	0,280
4,8	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,066	0,091	0,112	0,141	0,170	0,206	0,239
5,6	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,172	0,206
6,4	0,045	0,062	0,077	0,098	0,122	0,158	0,196
6,8	0,040	0,055	0,069	0,088	0,110	0,144	0,184
7,2	0,036	0,049	0,062	0,060	0,100	0,133	0,175
7,6	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,024	0,034	0,042	0,055	0,070	0,098	0,144
9,2	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,019	0,026	0,033	0,044	0,056	0,079	0,126
11,0	0,017	0,023	0,029	0,040	0,050	0,071	0,114
12,0	0,015	0,020	0,026	0,034	0,044	0,060	0,104

Примечание: Для промежуточных значений ξ и η величина коэффициента α определяется по интерполяции.

Пример. Определить вертикальные сжимающие напряжения в основании по оси, проходящей через центр ленточного фундамента, имеющего ширину $b=2$ м. Глубина заложения фундамента 1,5 м. Нагрузка на фундамент $N=400$ кН. Удельный вес грунта $\gamma=18$ кН/м³ (рисунок 2.1)

Решение

Полное давление по подошве фундамента

$$P = N/A = 400/2 \cdot 1 = 200 \text{ кПа}$$

Природное давление на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zgp} = \gamma \cdot d_n = 18 \cdot 1,5 = 27 \text{ кПа}$$

Дополнительное вертикальное давление под подошвой фундамента

$$p_0 = p - \sigma_{zgp} = 200 - 27 = 173 \text{ кПа}$$

По таблице 2.1 определяем значение коэффициентов α для ленточного фундамента ($\eta \geq 10$).

Вычисления по формуле 2.1 сводим в таблицу 2.2.

Таблица 2.2 – Пример расчета дополнительных напряжений σ_{zp}

z, м	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	σ_{zp} , кПа
0,0	0,0	1,000	173
0,4	0,4	0,977	169,1
0,8	0,8	0,881	152,2
1,2	1,2	0,755	130,8
1,6	1,6	0,642	110,8
2,0	2,0	0,550	95,1
2,4	2,4	0,477	82,4
2,8	2,8	0,420	72,6
3,2	3,2	0,374	64,6
3,6	3,6	0,337	58,3
4,0	4,0	0,306	53,0
4,4	4,4	0,280	48,4
4,8	4,8	0,258	44,6
5,2	5,2	0,239	41,3
5,6	5,6	0,223	38,6
6,0	6,0	0,208	36,0
6,4	6,4	0,196	33,9
6,8	6,8	0,185	32,0
7,2	7,2	0,175	30,3
7,6	7,6	0,166	28,7
8,0	8,0	0,158	27,3
8,4	8,4	0,150	26,0
8,8	8,8	0,143	24,7
9,2	9,2	0,137	23,7
9,6	9,6	0,132	22,8
10,0	10,0	0,126	21,8

Задание. Построить эпюры дополнительных нормальных напряжений по вертикали, проходящей через центр подошв 4-х фундаментов с размерами в плане 1,8мх1,8м, 1,8мх3,24м, 1,8мх20м, 7,2мх7,2м. Эпюры строить до глубины $z=4b$.

Исходные данные приведены в таблице 2.3. Удельный вес грунта выше подошвы фундамента принять $\gamma' = 18 \text{ кН/м}^3$.

Дополнительные нормальные напряжения следует определять для глубин с шагом не более $0,4b$ в пределах сжимаемой толщи.

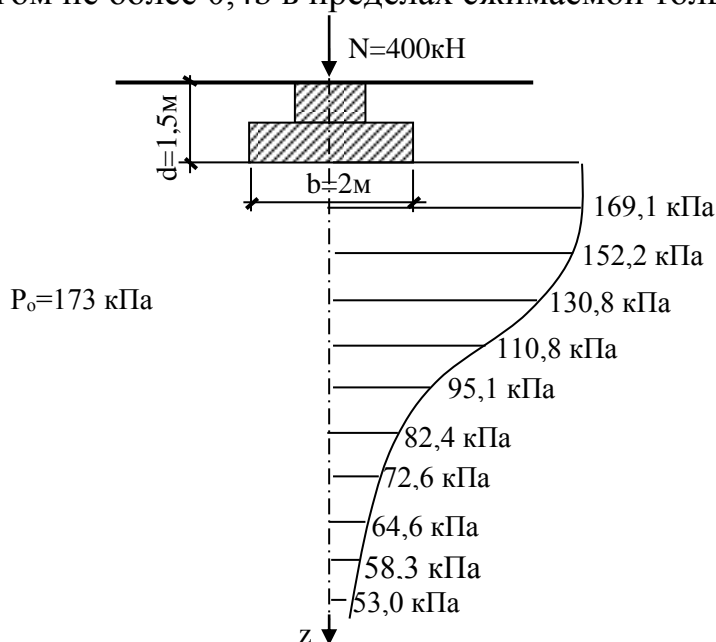


Рисунок 2.1 – Эпюра дополнительных вертикальных напряжений

Таблица 2.3 – Исходные данные к заданию построения эпюры вертикальных напряжений

Варианты заданий	Полное давление под подошвой фундамента, кПа	Глубина заложения подошвы фундамента $d_{п}$, м	Варианты заданий	Полное давление под подошвой фундамента, кПа	Глубина заложения подошвы фундамента $d_{п}$, м
1	150	1,3	16	300	2,0
2	160	1,5	17	310	1,3
3	170	1,6	18	320	1,8
4	180	1,5	19	330	1,5
5	190	1,8	20	340	1,0
6	200	1,4	21	350	1,5
7	210	1,2	22	360	1,0
8	220	1,5	23	370	1,5
9	230	2,0	24	380	1,7
10	240	1,8	25	390	1,6
11	250	1,0	26	400	1,5
12	260	2,0	27	410	1,3
13	270	2,0	28	420	1,1
14	280	1,5	29	430	1,0
15	290	1,5	30	440	1,4

ЗАДАНИЕ 7
ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ДАВЛЕНИЙ
В ОСНОВАНИИ ОТ СОСЕДНИХ ФУНДАМЕНТОВ МЕТОДОМ
УГЛОВЫХ ТОЧЕК

Метод угловых точек используется для расчета взаимного влияния фундаментов строящегося здания, либо для расчета дополнительных осадок существующего здания при возведении в непосредственной близости от него новой постройки. При этом используется принцип, что вертикальные сжимающие напряжения под углом прямоугольной площади загрузки на относительной глубине $\xi=2z/b$ равны четверти напряжений под ее центром на глубине $\xi=z/b$.

Схемы для определения напряжений в основании прямоугольной площадки загрузки в зависимости от расположения в плане точки М приведены на рисунке 3.1.

Точка в пределах площадки загрузки:

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

Точка вне пределов площадки загрузки:

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

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

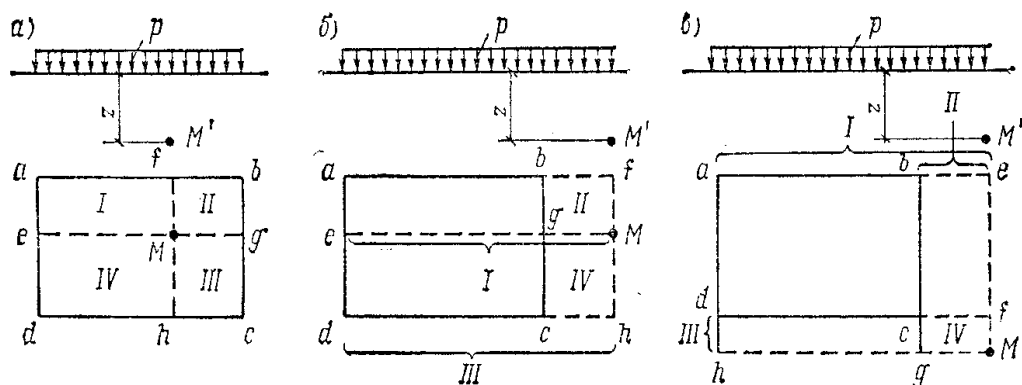


Рисунок 3.1 – Схемы к расчету давления в точке М, расположенной в пределах площадки загрузки (а) и за ее пределами (б и в)

Задание 10 Построить эпюру дополнительных напряжений в основании фундамента 1 (столбчатый фундамент $\eta=1$ из задания 2) от соседних фундаментов 2 и 3. Схема расположения фундаментов приведена на рисунке 10.2. Значения давлений под подошвами соседних фундаментов 2 и 3 приведены в таблице 3.1.

Значения дополнительных напряжений в основании фундамента 1 рассчитать на тех же глубинах z , что и в задании 2.

Пример оформления результатов расчета дополнительных напряжений приведен в таблице 3.2.

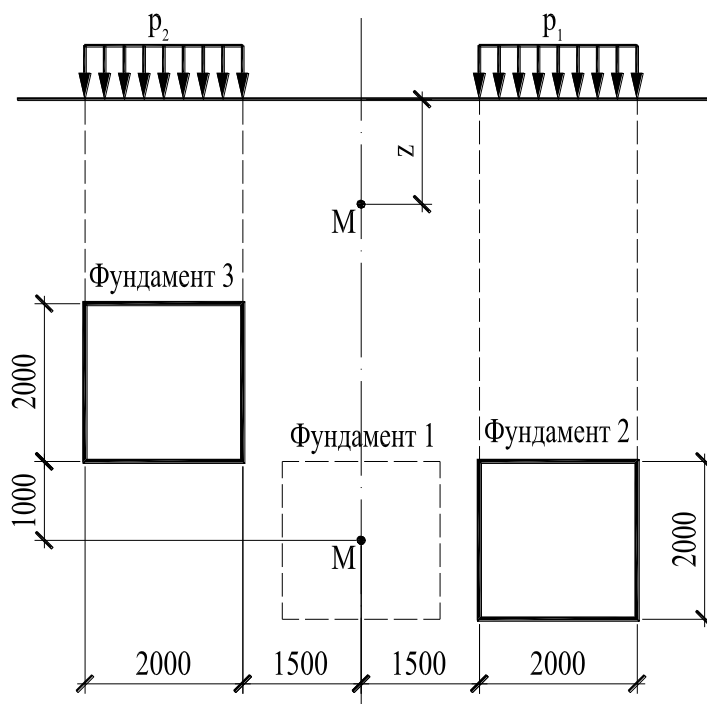


Рисунок 3.2 – Схема расположения фундаментов

Таблица 3.1 – Исходные данные для задачи 3

№	p_1 , кПа	p_2 , кПа	№	p_1 , кПа	p_2 , кПа	№	p_1 , кПа	p_2 , кПа
1	250	260	11	300	360	21	350	460
2	255	270	12	305	370	22	355	470
3	260	280	13	310	380	23	360	480
4	265	290	14	315	390	24	365	490
5	270	300	15	320	400	25	370	500
6	275	310	16	325	410	26	375	510
7	280	320	17	330	420	27	380	520
8	285	330	18	335	430	28	385	530
9	290	340	19	340	440	29	390	540
10	295	350	20	345	450	30	395	550

Таблица 3.2 – Пример оформления расчета для задачи 3

z , м	Площадка 1 $l_1/b_1=$		Площадка 2 $l_2/b_2=$		Площадка 3 $l_3/b_3=$		Площадка 4 $l_4/b_4=$		s_z
	$z_1/b_1=$	$a_1=$	$z_2/b_2=$	$a_2=$	$z_3/b_3=$	$a_3=$	$z_4/b_4=$	$a_4=$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

РАЗДЕЛ КОНТРОЛЯ ЗНАНИЙ

Вопросы на экзамен по дисциплине

«Механика грунтов, основания и фундаменты»

1. Механика грунтов

1. Что изучает механика грунтов. На стыке каких разделов механики появилась наука «Механика грунтов»? Назовите известных ученых в области «Механики грунтов».
2. Дайте определение грунтам с позиции механики грунтов. Что такое основание, фундамент, активная толща грунтового основания?
3. Физические характеристики грунтов, определяемые опытным путем.
4. Характеристики грунтов, определяемые расчетом.
5. Гранулометрический состав грунтов. Методы определения гранулометрического состава грунтов?
6. Вид и консистенция глинистых грунтов.
7. Разновидности песчаных грунтов.
8. Грунты со специфическими свойствами.
9. Виды и свойства органоминеральных и органических грунтов.
10. Мерзлые грунты и их свойства.
11. Просадочные грунты и их свойства.
12. Что такое суффозия и тиксотропия в грунтах.
13. Виды воды в грунте. Почему вода называется связанной? Перечислите свойства ее свойства. Какие свойства грунта обуславливаются наличием связанной воды?
14. Что отражают характеристики состояния? Основные характеристики физического состояния. Лабораторные методы определения физических характеристик.
15. По каким признакам определяются тип, вид и разновидность песчаных грунтов?
16. По каким признакам определяются тип, вид и разновидность глинистых грунтов?
17. Какими параметрами можно охарактеризовать деформационные свойства грунтов? Вследствие каких процессов происходит сжатие (уменьшение объема) грунта под действием внешней нагрузки?
18. Какие основные закономерности и законы рассматриваются в классической механике грунтов?
19. Перечислите условия испытания грунта в компрессионном приборе. Что представляет собой компрессионная кривая, и какие виды компрессионных зависимостей Вы знаете? Сформулируйте закон уплотнения.
20. Чем отличается понятия прочности для грунтов и для твердых тел? От чего зависят силы сопротивления грунта сдвигу? Какие характеристики применяются для оценки прочностных свойств сыпучих и

связных грунтов? Нарисуйте зависимость сопротивления грунта сдвигу для связанных и несвязанных грунтов.

21. Закон Кулона для сыпучих и связных грунтов.

22. Дайте определение дилатансии и контракции грунтов.

23. Под воздействием, каких факторов вода в грунте может совершать движение? Дайте определение процессу фильтрации. При каких условиях возникает фильтрация воды через грунт? Закон Дарси. Дайте определение начальному градиенту напора?

24. Почему поровое давление в грунте называется нейтральным? Как влияет поровое давление на деформационные и прочностные свойства грунта?

25. Какие расчетные модели наиболее часто применяются при расчете оснований фундаментов? Перечислите фазы напряженно-деформированного состояния грунта.

26. Фазы напряженного состояния грунтов при непрерывном возрастании нагрузки.

27. Сформулируйте принцип линейной деформируемости грунта, перечислите основные допущения методов определения напряжений в грунте как линейно-деформируемого сплошного тела.

28. Как определяется вертикальное сжимающее напряжение σ_z от сосредоточенной силы на поверхности?

29. Определение напряжений от нескольких сосредоточенных сил на поверхности. Как определить вертикальное напряжение σ_z от равномерно-распределенной нагрузки?

30. Основные положения метода угловых точек при определении напряжений в массиве грунта. Где используется метод?

31. Определение контактных напряжений при жестком, гибком фундаменте и фундаменте переменной жесткости.

32. Что такое основание Винклера?

33. Какое состояние грунта называется предельным? Виды предельных состояний при расчете оснований.

34. Какие особенности исчерпания несущей способности грунта. Что такое область предельного равновесия? Приведите примеры потери устойчивости грунтового основания.

35. Расчетное сопротивление грунта R.

36. Предельное сопротивление грунта.

37. Методы расчета осадок грунта. Расчёт осадок фундаментов по методу элементарного суммирования.

38. Что такое призма обрушения? Перечислите виды оползней. Что может стать причиной обрушения откоса? Методы укрепления откосов.

39. Условие устойчивости откоса, сложенного идеально сыпучим грунтом.

40. Условие устойчивости откоса для идеально - связанного грунта.

41. Какие откосы называются прислоненными? В каких случаях откос можно рассматривать как прислоненный? Укажите последовательность расчета прислоненных откосов?

42. Дайте определение активному, пассивному и давлению покоя грунта.

43. Чему равно активное давление в идеально сыпучем грунте?

44. Как учитывается удельное сцепление грунта при определении активного давления?

45. Как учитывается нагрузка на откосе при определении активного давления?

46. Основные допущения при определении активного давления графоаналитическим методом? Как определить наиболее опасную поверхность скольжения в графоаналитическом методе определения активного давления?

47. Что такое фильтрационная консолидация грунта? Как определить осадку фундамента в любой момент времени с учетом степени консолидации?

48. Какие процессы в скелете грунта обуславливают деформации грунта при вторичной консолидации? Можно ли точно определить границу между фильтрационной и вторичной консолидацией?

49. Процессы в скелете грунта при затухающей ползучести, при установившемся и прогрессирующем течение? Как оценить возможность развития прогрессирующего течения на этапе установившегося течения? В каких грунтах вторичная консолидация может составлять существенную часть общих деформаций?

50. Почему внедрение в практику проектирования нелинейных методов расчета оснований является приоритетным направлением развития механики грунтов? Какие методы нелинейной механики грунтов получили наиболее распространение? В чем заключается основная идея нелинейно-упругих решений?

2. Основания и фундаменты

1. Классификация фундаментов мелкого заложения.
2. Порядок проектирования фундаментов мелкого заложения.
3. Выбор глубины заложения плитного фундамента.
4. Определение размеров фундамента мелкого заложения.
5. Определение осадки плитного фундамента.
6. Классы геотехнического риска
7. Конструкции столбчатых и ленточных фундаментов мелкого заложения.
8. Виды воздействий воды на подземные части сооружений.
9. Виды гидроизоляции и способы ее устройства.
10. Дренажи.
11. Классификация свай, ростверков и свайных фундаментов.

12. Сваи заводского изготовления. Способы погружения и контроль несущей способности
13. Сваи изготавливаемые в грунте.
14. Технологии устройства буронабивных свай.
15. Технологии устройства выштампованных свай.
16. Технологии устройства буроинъекционных свай.
17. Методы определения несущей способности свай.
18. Порядок проектирования свайных фундаментов.
19. Выбор длины свай.
20. Определение расчетной нагрузки на сваю в случае действия внецентренных нагрузок на фундамент.
21. Определение осадки свайного фундамента.
22. Расчет ростверка на продавливание колонной и угловой свайей.
23. Конструктивные методы искусственного улучшения оснований.
24. Уплотнение грунтов.
25. Закрепление грунтов.
26. Устройство фундаментов на территории, покрытой водой и в обводненных грунтах. Поверхностный водоотлив.
27. Глубинное водопонижение с помощью легких иглофильтровых установок и погружных насосов.
28. Совместная работа оснований, фундаментов и надземных конструкций. Типы сооружений по жесткости.
29. Перемычки грунтовые, из стального и деревянного шпунтов. Противофильтрационные диафрагмы.
30. Фундаменты глубокого заложения, условия их применения, классификация.
31. Опускные колодцы
32. Кессоны, и сборные железобетонные оболочки
33. Траншейные стены, возводимые методом "стена в грунте". Методы производства работ.
34. Расчет шпунтовой подпорной стенки.
35. Анкерные фундаменты и крепления. Классификация анкеров. Методы их устройства.
36. Расчет буроинъекционного анкера.
37. Особенности устройства фундаментов на слабых сильносжимаемых грунтах.
38. Особенности устройства фундаментов на лессовых и закарстованных грунтах.
39. Фундаменты в мерзлых грунтах
40. Фундаменты при динамических нагрузках
41. Причины геотехнических реконструкций.
42. Проектирование фундаментов по Евронормам
43. Методы искусственного улучшения оснований

44. Устройство фундаментов в стесненных условиях существующей застройки вблизи существующих строений.

45. Закрепление оснований при реконструкции. Струйная технология.

**ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЙ РАЗДЕЛ
УЧЕБНАЯ ПРОГРАММА ДИСЦИПЛИНЫ**

Темы и содержание лекций	Количество лекционных часов
Раздел I. Введение в комплексную дисциплину. Спецкурс инженерной геологии.	4
<p><i>1.1 Общие сведения о курсе «Механика грунтов, основания и фундаменты»</i></p> <p>Общие сведения о курсе "Механика грунтов основания и фундаменты", включая спецкурс "Инженерная геология". Задачи каждой дисциплины и связь между ними. Основные понятия. Терминология. Значение инженерной геологии и механики грунтов для проектирования оснований и фундаментов. Исторический обзор становления и развития инженерной геологии и механики грунтов. Роль и вклад в науку и практику отечественных и зарубежных учёных. Инновационные технологии в инженерной геологии, механике грунтов и фундаментостроении, удешевление и улучшение качества нулевого цикла в строительстве</p>	2
<p><i>1.2 Происхождение и состав грунтов</i></p> <p>Происхождение грунтов как результат выветривания горных и магматических пород. Физические процессы, способствующие формированию грунтовой толщи. Виды грунтовых отложений. Условия образования и распространения подземных вод. Генезис грунтов Элювиальные, эоловые, делювиальные, аллювиальные, озёрные, болотные, морские, ледниковые и водноледниковые отложения. Их состав и строительные свойства. Просадочные лёссовые и лессовидные грунты. Методы борьбы с просадочностью. Сезонное промерзание грунтов и его влияние на строительство.</p>	2
Раздел II. Механика грунтов	30
<p><i>2.1 Классификация грунтов и их основные компоненты</i></p> <p>Виды грунтов. Классификация грунтов по СТБ 943-2007 и по евро-нормам Грунт как трехфазная среда. Минеральный скелет, вода, газы, органическая и техногенная составляющие и их свойства. Структура грунтов и структурные связи. Текстура грунтов.</p>	3
<p><i>2.2 Физические свойства грунтов</i></p> <p>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.</p>	3
<p><i>2.3 Механические свойства грунтов</i></p> <p>2.3.1. Особенности механических свойств грунтов как дисперсной среды. Основные закономерности механики грунтов.</p>	1
<p>2.3.2. Сжимаемость грунтов. Физические представления. Ком-</p>	2

<p>прессионная зависимость. Закон уплотнения. Особенности сжимаемости различных грунтов. Структурная прочность. Коэффициент относительной сжимаемости. Модуль общей деформации грунта. Определение модуля общей деформации полевыми и лабораторными методами.</p>	
<p>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.</p>	2
<p>2.3.4 Трение в грунтах. Предельное сопротивление срезу при прямом сдвиге. Закон Кулона. Сопротивление грунтов сдвигу при трехосном сжатии. Неконсолидированный и частично консолидированный сдвиг. Полевые методы определения прочностных параметров грунта. Дилатансия, контракция.</p>	2
<p>2.4 Определение напряжений в грунтовом массиве</p> <p>2.4.1. 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.</p>	2
<p>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.</p>	2
<p>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.</p>	2
<p>2.5 Теория предельного напряженного состояния грунтов и ее приложение.</p> <p>2.5.1 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.</p>	2
<p>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.</p>	3
<p>2.5.3 Давления грунтов на ограждения: активное, пассивное и состояния покоя. Устойчивость сыпучих и связных грунтов в откосах. Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Прислоненный откос Меры повышения устойчивости откосов и подпорных стен.</p>	2
<p>2.6 Деформации грунтов и расчёт осадок фундаментов.</p> <p>2.6.1 Виды деформаций грунтов и физические причины, их обуславливающие. Деформации уплотнения и набухания грунтов. Осадка слоя грунта при сплошной нагрузке. Расчёт осадок фун-</p>	2

даментов по методу элементарного суммирования. Сравнение расчётных осадок фундаментов с действительными по данным непосредственных наблюдений.	
2.6.2 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.	2
Раздел III. Основания и фундаменты	34
3.1 Введение. Содержание дисциплины. Связь с другими курсами. Основные понятия, термины и определения. Вопросы стандартизации. Естественное и искусственное основания. Виды фундаментов и рекомендации по выбору их типа в зависимости от инженерно-геологических условий, действующих нагрузок и конструктивных особенностей здания.	1
3.2 Основные положения проектирования оснований и фундаментов. Данные, необходимые для проектирования фундаментов. Задание на инженерно-геологические изыскания, их программа, стадии выполнения, организация, состав и объём. Отчёт об инженерно-геологических изысканиях. Глубина разведки. Особенности изыскания для проектов реконструкции и реставрации зданий и сооружений. Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах оснований. Нормативные и расчетные значения характеристик. Предельные состояния оснований и фундаментов. Условия выполнения требований I и II группы предельных состояний. Учет совместной работы оснований, фундаментов и надземных конструкций. Основные типы сооружений по жесткости. Виды деформаций сооружений (осадка, просадка, крен, выгиб, прогиб).	3
3.3 Виды и конструкции фундаментов мелко заложения. Классификация фундаментов мелко заложения по материалу, по способу передачи нагрузки, по методу устройства и по характеру работы. Конструкции фундаментов (сборные бетонные и железобетонные фундаменты, фундаменты стен, колонн, подвальных помещений, монолитные столбчатые и ленточные фундаменты, сплошные плиты). Принципы конструирования. Защита фундаментов и подвалов от подземных вод и их агрессивных воздействий.	1
3.4 Расчет и проектирование фундаментов мелко заложения. Этапы проектирования фундаментов мелко заложения. Выбор глубины заложения фундаментов. Определение размеров подошвы фундаментов при действии центральной, внецентренной, горизонтальной нагрузок и их сочетаний. Расчет деформаций фундаментов. Подбор толщины фундаментных плит из условия продавливания и расчет армирования тела фундамента. Особенности расчёта фундаментов стен подвальных этажей.	2
3.5 Сваи и свайные фундаменты. 3.5.1 Основные определения. Классификация свай, ростверков и свайных фундаментов. Конструкции, условия и область приме-	1

нения различных видов свай. Теория работы свай-стоек и заземленных в грунте свай. Забивные и винтовые сваи, область применения и особенности устройства.	
3.5.2 Сваи, изготавливаемые в грунте. Технологии устройства буронабивных свай. Методы бурения скважин, методы крепления стенок скважин. Приемы бетонирования стволов свай в скважинах. Способы опрессовки грунтов вокруг стволов свай и под их нижними концами. Создание уширений вдоль стволов свай и под их нижними концами. Набивные сваи в выштампованных и раскатанных скважинах. Буроинъекционные и грунтоцементные сваи, выполненные по струйной технологии.	2
3.5.3 Расчет и проектирование свайных фундаментов по предельным состояниям. Методы определения несущей способности свай, их достоинства и недостатки. Работа свай в группе. Определение нагрузки на сваи при центральном и внецентренном нагружении. Проверка прочности основания и определение осадки свайных фундаментов. Расчет свай на горизонтальную нагрузку и на выдергивание. Подбор толщины ростверка из условия продавливания колонной и угловой сваей и расчет армирования тела ростверка. Особенности расчетов свай и свайных фундаментов по Еврокод 7. Особенности проектирование свайных фундаментов с несущим ростверком и свайно-плитных фундаментов.	4
3.6 Методы искусственного улучшения оснований. 3.6.1 Классификация методов искусственного улучшения оснований. Конструктивные методы улучшения свойств оснований. Устройство песчаных подушек, шпунтовых ограждений, боковых пригрузок, замена грунта. Армирование грунтов.	2
3.6.2 Поверхностное и глубинное уплотнение грунтов. Уплотнение глинистых водонасыщенных оснований статической нагрузкой с применением вертикального дренирования. Уплотнение грунтов при понижении уровня грунтовых вод. Методы закрепления слабых грунтов: химический, электрохимический, термический, цементация, силикатизация, битумизация. Закрепление вододонасыщенных глинистых грунтов армодренирующими элементами из сухих бетонных и грунтоцементных смесей.	1
3.7 Земляные сооружения. 3.7.1 Классификация земляных сооружений. Требования, предъявляемые к материалам насыпей и грунтовых подушек. Расчет и проектирование насыпей и выемок без крепления стенок.	2
3.7.2 Устройство котлованов на территории, покрытой водой и в обводненных грунтах. Поверхностный водоотлив. Глубинное водопонижение с помощью легких иглофильтровых установок, погружных насосов. Электроосмос в слабо фильтрующих грунтах. Перемычки грунтовые, из стального и деревянного шпунтов, из льда и замороженного или закрепленного грунта. Противофильтрационные диафрагмы и ванны.	2
3.8 Фундаменты глубокого заложения. 3.8.1 Классификация фундаментов глубокого заложения и условия их применения. Опускные колодцы и кессоны. Погружение колодцев в тиксотропных рубашках. Принципы расчёта опуск-	2

ных колодцев и оболочек. Профилактика кессонной болезни. Сборные железобетонные оболочки, их конструкции, области применения и производство работ по возведению. Баретты. Буровые опоры большой грузоподъёмности, сооружаемые под глинистым раствором, колонковым бурением системы Беното и др. Методы определения несущей способности.	
3.8.2 Траншейные стены, возводимые методом «стена в грунте». Область применения, конструктивные особенности, технологии устройства. Определение устойчивости и несущей способности. Способы крепления ограждающих конструкций глубоких котлованов: анкерные, нагельные, распорные и подкосные. Их расчет.	2
3.8.3 Анкеры и заанкеренные фундаменты, их классификация и методы устройства. Принципы расчёта анкерных фундаментов по предельным состояниям. Буроинъекционная и струйная технологии.	2
3.9 Фундаменты в особых условиях. 3.9.1 Особенности проектирования фундаментов на структурно-неустойчивых и сильносжимаемых грунтах (просадочных, пучинистых, набухающих, засоленных, слабых глинистых, малопрочных песчаных, биогенных грунтах и торфах). Конструктивные методы снижения чувствительности здания к неравномерным осадкам.	1
3.9.2 Общие сведения о мёрзлых и вечномёрзлых грунтах. Явления, встречающиеся при оттаивании грунтов и замерзании деятельного слоя. Мерзлотное пучение грунтов и меры борьбы с выпучиванием фундаментов. Проектирование фундаментов при возведении сооружений по методу сохранения мерзлого состояния грунтов оснований, по конструктивному методу с учётом оттаивания и по методу предварительного оттаивания и подготовки оснований. Особенности проектирования фундаментов на подрабатываемых территориях и на основаниях из искусственных грунтов (насыпных, намывных).	1
3.9.3 Принципы устройства фундаментов в стесненных условиях существующей застройки, а также при возведении зданий вблизи существующих строений.	1
3.9.4 Фундаменты при динамических и вибрационных нагрузках. (сейсмические, ударные, вибрационные и пульсирующие ветровые воздействия). Основы расчёта и конструирования массивных фундаментов под машины периодического и ударного действия. Понятие о рамных фундаментах под машины. Особенности выбора оснований и конструирования фундаментов в сейсмических районах.	1
3.10 Реконструкция фундаментов и усиление оснований. Причины геотехнических реконструкций. Методы реконструкции и усиления фундаментов. Подводка новых фундаментов и возведение новых подземных объемов под существующими зданиями и сооружениями. Способы повышения жесткости и снижения чувствительности зданий к неравномерным осадками фундаментам. Передвижка и выравнивание кренов зданий.	1
3.11 Техника безопасности и охрана окружающей среды при выполнении работ нулевого цикла.	1

<p>Техника безопасности при выполнении работ нулевого цикла. Охрана окружающей среды с использованием геотехнических методов.</p>	
<p>3.12 Основы проектирования оснований и фундаментов, испытаний грунтов в соответствии с европейскими нормами. Исходные данные, необходимые для проектирования фундаментов зданий и сооружений. Нагрузки и воздействия на фундаменты. Нормативные и расчетные характеристики грунтов. Основные положения по проектированию фундаментов в соответствии с Еврокод 7. Особенности исследования свойств грунтов в соответствии с евронормами. Основные предпосылки по расчету плитных фундаментов и фундаментов глубокого заложения.</p>	<p>1</p>