

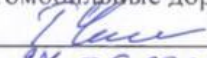
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Факультет транспортных коммуникаций

Кафедра «Автомобильные дороги»

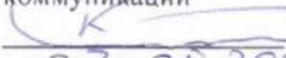
СОГЛАСОВАНО

Заведующий кафедрой
«Автомобильные дороги»

 Т.А. Чистова
24.05.2025 г.

СОГЛАСОВАНО

Декан факультета транспортных
коммуникаций

 С.Е. Кравченко
27.05.2025 г.

ЭЛЕКТРОННЫЙ УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС

по учебной дисциплине

МЕХАНИКА ГРУНТОВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

для специальности 7-07-0732-03 «Строительство транспортных коммуникаций»
профилизация «Автомобильные дороги»

Составитель: Бабаскин Ю.Г.

Рассмотрено и утверждено
на заседании совета факультета транспортных коммуникаций
02.06.2025, протокол № 2

Минск БНТУ 2025

ПЕРЕЧЕНЬ МАТЕРИАЛОВ В КОМПЛЕКСЕ

Электронный учебно-методический комплекс содержит:

1. Теоретический раздел
 - 1.1 Содержание тем учебной программы
 - 1.2 Краткое изложение тем учебной программы
2. Практический раздел
 - 2.1 Перечень тем лабораторных занятий
3. Раздел контроля знаний
 - 3.1 Вопросы к экзамену
4. Вспомогательный раздел
 - 4.1 Основная литература
 - 4.2 Дополнительная литература

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

Цели ЭУМК:

- подготовка инженера-строителя по специальности 7-07-0732-03 «Строительство транспортных коммуникаций» профилизация «Автомобильные дороги» и формирование у него профессиональных знаний об элементах механики грунтов; видах грунтов, как строительном материале; изменении свойств грунтов, в зависимости от консистенции и действия статических и динамических нагрузок;
- повышение эффективности образовательного процесса;
- представление обучающимся специальности 7-07-0732-03 «Строительство транспортных коммуникаций» профилизация «Автомобильные дороги» возможности дополнительного самообразования по дисциплине «Механика грунтов земляного полотна»;
- внедрение перспективных технологий хранения и передачи информации в электронном виде.
- обеспечение открытости и доступности образовательных ресурсов путем размещения ЭУМК в локальной сети университета.

Структура ЭУМК содержит теоретический, практический, вспомогательный раздел и раздел по контролю знаний студентов.

Рекомендации по организации работы с ЭУМК:

Электронный документ открывается в среде Windows на IBM PC – совместимом персональном компьютере стандартной конфигурации.

Особенности структурирования и подачи учебного материала ЭУМК включает учебные, научные и методические материалы по дисциплине «Механика грунтов земляного полотна». Состоит из четырех разделов: теоретического, практического, контроля знаний и вспомогательного. В теоретический раздел входит краткий курс лекций по дисциплине. Для выполнения лабораторных работ приведен практический раздел, включающий с методические указания по их выполнению. Раздел контроля знаний включает вопросы для подготовки к сдаче экзамена. Вспомогательный раздел включает типовую учебную программу и перечень дополнительных материалов для изучения дисциплины.

Оглавление

ТЕОРЕТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ.....	9
Раздел I ЭЛЕМЕНТЫ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА.....	9
Тема 1. ЗАДАЧИ И ВОПРОСЫ, ИЗУЧАЕМЫЕ В МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА	9
Тема 2. ПРОЧНОСТЬ МАТЕРИАЛОВ И ГРУНТОВ, ОТРАЖАЕМАЯ ФИЗИЧЕСКИМИ ПОКАЗАТЕЛЯМИ	12
Тема 3. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА И ОСНОВНЫЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ.....	17
Раздел II СЖИМАЕМОСТЬ И УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ.....	22
Тема 4. СЖИМАЕМОСТЬ ГРУНТОВ	22
Тема 5. ДОПУСКАЕМЫЕ НАГРУЗКИ НА ГРУНТ	29
Тема 6. УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ	36
Тема 7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДОК СООРУЖЕНИЙ.....	42
Раздел III ПРОЧНОСТЬ ГРУНТОВ	49
Тема 8. НАПРЯЖЕНИЯ В ГРУНТАХ	49
Тема 9. НЕОДНОРОДНЫЕ ГРУНТЫ.....	60
Тема 10. ПРОЧНОСТЬ ГРУНТОВ	68
Тема 11. СОСТОЯНИЯ ПРОЧНОСТИ СЫПУЧИХ И СВЯЗНЫХ ГРУНТОВ..	76
Тема 12. ДЕФОРМАЦИЯ ГРУНТА ПОД КОЛЕСОМ АВТОМОБИЛЯ	82
Раздел IV РЕОЛОГИЧЕСКИЕ И ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ.	90
Тема 13. РЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ	90
Тема 14. ТЕОРИЯ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ КОНСОЛИДАЦИИ	96
ТЕМА 15. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ.....	101
Раздел IV ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ДОРОЖНЫХ СООРУЖЕНИЙ	108
Тема 16. ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ И СКЛОНОВ В ОДНОРОДНЫХ ГРУНТАХ	108

Тема 17. ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ И СКЛОНОВ В РАЗНОРОДНЫХ ГРУНТАХ.....	119
Тема 18. ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ.....	127
ПРАКТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ.....	136
Перечень тем лабораторных работ	136
РАЗДЕЛ КОНТРОЛЯ ЗНАНИЙ	136
Перечень вопросов, выносимых на экзамен по дисциплине «Механика грунтов земляного полотна»	136
ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЙ РАЗДЕЛ.....	138
Список литературы	138

ТЕОРЕТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ

Содержание тем учебной программы

Раздел I. ЭЛЕМЕНТЫ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Тема 1.1. Задачи и вопросы, изучаемые в механике грунтов

Цель и задачи читаемой дисциплины, место среди других дисциплин строительного цикла и взаимосвязь с фундаментальными науками. Разделы механики грунтов земляного полотна: прочность грунтов, сжимаемость и уплотнение, реологические и фильтрационные свойства грунтов, оценка устойчивости дорожных сооружений. Улучшение конструктивных и эксплуатационных показателей дорожного земляного полотна

Тема 1.2. Прочность грунтов, отражаемая физическими показателями

Предел прочности при сжатии. Метод зондирования (статический и динамический). Сопротивление грунта сдвигу. Характеристика прочности и длительной устойчивости материалов и грунтов через модули.

Тема 1.3. Конструктивные особенности земляного полотна и основные закономерности механики грунтов

Назначение и требования к земляному полотну. Типы поперечных профилей земляного полотна. Грунты, применяемые при строительстве земляного полотна. Слабые грунты. Основные типы деформации земляного полотна. Задачи механики земляного полотна. Основные закономерности. Основоположники механики грунтов.

Раздел II. СЖИМАЕМОСТЬ И УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ

Тема 2.1. Сжимаемость грунтов

Процессы, происходящие в грунте при сжатии. Коэффициенты бокового давления и Пуассона. Закон уплотнения. Принцип линейной деформируемости. Зависимость деформации от времени. Влияние многократности приложения нагрузки.

Тема 2.2. Допускаемые нагрузки на грунт

Допускаемые нагрузки на грунт. Оценка прочности грунта в основании земляного полотна. Повышение степени прочности грунта. Методы определения сжимаемости грунта.

Тема 2.3. Уплотнение грунтов

Теоретические предпосылки. Консолидация грунта. Определение осадки грунта при уплотнении. Стандартное уплотнение грунта. Методы Союздорнии и AASHTO. Показатели уплотнения грунтов в дорожном строительстве. Вибра-

ционное и динамическое уплотнение. Уплотнение грунта при сооружении земляного полотна.

Тема 2.4. Определение осадок сооружений

Осадка однородного грунта. Осадка массива, включающего несколько пластов. Осадка глинистых грунтов во времени. Теория фильтрационной консолидации.

Раздел III. ПРОЧНОСТЬ ГРУНТОВ

Тема 3.1. Напряжения в грунтах

Понятие о величине напряжения. Нормальные и касательные напряжения. Определение напряжений для плоской и пространственной задачи. Условие равновесия. Закон Гука. Формула Буссинеска.

Тема 3.2. Неоднородные грунты

Понятие о неоднородных грунтах. Определение напряжений в неоднородных грунтах. Метод эквивалентного слоя профессора Г.И.Покровского. Расчет напряжений при решении инженерных задач. Кривые распределения напряжений.

Тема 3.3. Прочность грунтов

Понятие о прочности грунта. Условие прочности. Теория прочности Мора. Закон Кулона для сыпучих и связных грунтов. Условие прочности для сыпучих грунтов – условие Ранкина. Условие прочности для связных грунтов - условие Ранкина-Мора. Условие прочности Кулона.

Тема 3.4. Состояние прочности сыпучих и связных грунтов

Запредельное, допредельное и состояние предельного равновесия для сыпучих и связных грунтов. Оценка прочности глинистых грунтов. Формула Маслова Н.Н. Сопротивляемость сдвигу в зависимости от влажности. Сцепление и угол внутреннего трения в зависимости от влажности.

3.5. Деформация грунта под колесом автомобиля

Сопротивление грунта деформированию под катящимся колесом. Сопротивление резанию грунта. Сила резания

Раздел IV. РЕОЛОГИЧЕСКИЕ И ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Тема 4.1. Реологические свойства грунтов

Понятие о реологии. Ползучесть грунтов. Релаксация напряжений. Деформация ползучести глинистых грунтов. Реологические модели.

Тема 4.2. Фильтрационные свойства грунтов

Режимы течения воды в грунтах. Закон Дарси для песчаных и глинистых грунтов. Методы определения фильтрационных свойств грунтов. Характеристика фильтрационных свойств грунтов.

Раздел V. ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ДОРОЖНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Тема 5.1. Оценка устойчивости откосов и склонов в однородных грунтах

Метод Фелениуса. Оценка устойчивости откоса, сложенного из однородного грунта. Метод КЦПС без учета дополнительных силовых воздействий, с гидростатическим давлением, с фильтрационным давлением.

Тема 5.2. Оценка устойчивости откосов и склонов в разнородных грунтах

Понятие об разнородных грунтах. Оценка устойчивости откоса методом ППС без учета дополнительных силовых воздействий. Метод ППС с учетом фильтрационного воздействия. Оценка устойчивости откоса, сложенного из слоев разнородного грунта.

Тема 5.3. Оценка устойчивости подпорной стенки.

Характеристика боковых давлений, действующих на подпорную стенку. Оценка устойчивости подпорной стенки при песчаной и глинистой засыпках. Определение активного давления на подпорную стенку, выполненную в виде набережной.

ТЕОРЕТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ

Краткое изложение тем учебной программы

Раздел I ЭЛЕМЕНТЫ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Тема 1. ЗАДАЧИ И ВОПРОСЫ, ИЗУЧАЕМЫЕ В МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Цель и задачи дисциплины. Целью учебной дисциплины является: формирование знаний об элементах механики грунтов; видах грунтов, как строительном материале; изменении свойств грунтов, в зависимости от их состояния и воздействия статических и динамических нагрузок.

Основными задачами учебной дисциплины являются:

- изучение основ механики грунтов, включающие их закономерности и изменения состояния под действием статических и динамических нагрузок;
- формирование понятия о земляном полотне автомобильной дороги;
- изучение прочности грунтов, их напряжённого состояния, методов уплотнения;
- формирование понятия о реологии грунтов и их ползучести;
- изучение процессов осадки глинистых грунтов и устойчивости оснований;
- изучения устойчивости откосов земляного полотна и подпорных стенок.

Разделы механики грунтов земляного полотна. При воздействии динамической нагрузки на земляное полотно, сооруженное из местных грунтов, а также при воздействии постоянной нагрузки самого земляного полотна на естественное основание, представляющее собой природное залегания грунтов, в них возникают физические процессы, связанные с сжимаемостью грунта, возникающей при их уплотнении; прочностью; длительной и кратковременной деформируемостью; водопроницаемостью и другими процессами.

Сжимаемость грунта - это способность изменять свое строение (упаковку твердых частиц) под влиянием внешних воздействий за счет уменьшения пористости. При воздействии на грунт усилия, происходит сближение частиц друг к другу, увеличение площади и числа контактов соседних частиц. Сжимаемость грунта может происходить на рыхлом или на плотном грунте. В рыхлом грунте, при действии нагрузки, он сжимается в направлении большего из действующих давлений и расширяется в противоположном направлении. В плотном грунте или при искусственном уплотнении без возможности бокового расширения (уплотнении в металлической обойме), происходит сжимаемость в направлении действующего усилия и увеличения напряжения (давления) на соседние частицы или стенки прибора. Любое изменение положения частиц грунта происходит за счет уменьшения пористости и, как результат, вытеснения из пор воздуха и воды.

Сжимаемость несвязных грунтов отличается от сжимаемости связных грунтов. При приложении нагрузки сжатие грунта сопровождается уменьшением пористости и выжиманием воды, содержащейся в порах. При снятии нагрузки с уплотненного грунта происходит обратный процесс увеличения объема, поэтому, каждому значению давления на грунт соответствует два значения коэффициента пористости и два значения влажности: одно при нагрузке, другое при разгрузке.

Сжимаемость грунта характеризуется кривой, которая выражает зависимость между коэффициентом пористости и давлением на грунт называемой компрессионной кривой.

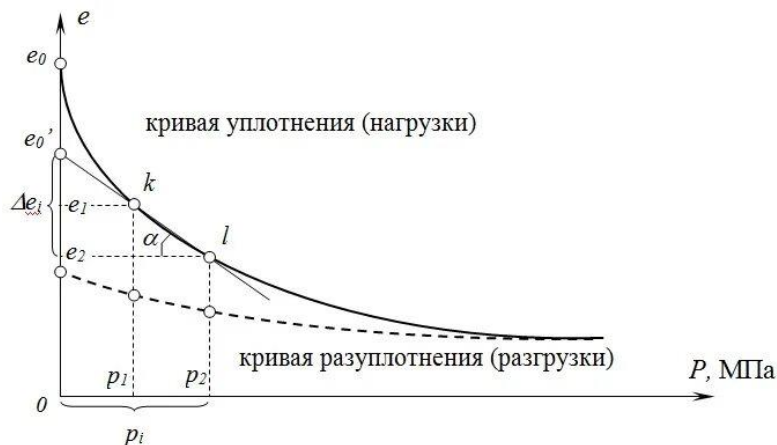


Рис. 1.1. Компрессионная кривая

Компрессионная кривая состоит из двух ветвей: ветви нагружения, в результате чего происходит уплотнение грунта, и ветви разгрузки, при которой частично восстанавливается первоначальный объем за счет упругих свойств частиц грунта.

Уплотнение грунта — это физический процесс воздействия статической или динамической нагрузок, связанный с сжимаемостью грунта, ведущей к более плотному расположению грунтовых частиц и уменьшению его объема за счет жидкой и газообразной составляющих. Естественное уплотнение, называемое *консолидацией*, происходит в течение длительного периода под действием постоянной нагрузки. Искусственное уплотнение происходит под действием внешней нагрузки уплотняющего механизма: катка, плиты, возмущающей силы вибрационного агрегата, падающего груза и т.д.

Прочность грунта — это способность сопротивляться действующим на него нагрузкам, как статическим, так и динамическим. Прочность измеряется критическими нагрузками. После их достижения необратимо разрушаются связи между отдельными элементами грунта, и он теряет свою целостность. Связи между элементами грунта бывают нескольких видов: кристаллическими, коагуляционными, конденсационными.

Кристаллические связи самые прочные, они характерны для магматических и метаморфических горных пород, у которых минералы имеют кристалли-

ческую решетку. Они возникают между отдельными молекулами горной породы, и чтобы их разорвать, необходимо приложить большое усилие.

У осадочных горных пород могут возникать цементационные связи, которые возникают при скреплении отдельных частиц веществами и соединениями, растворенными в воде или находящимися в осажденном состоянии. Такие связи приводят к возникновению агрегатов и конгломератов. В качестве цементирующего вещества выступают глинистые минералы (гидрослюда, каолинит), известняк, доломит, железистые и кремнистые соединения.

Коагуляционные связи характерны для связных глинистых и пылеватых грунтов. По физико-химической классификации академика Ребиндера П.А. коагуляционные связи обусловлены электромолекулярными силами (силами Ван-дер-Ваальса) взаимодействия между коллоидными частицами, выпадающими в осадок в коллоидных растворах. Такие связи возникают за счет взаимного сближения молекул у коллоидных частиц, однако они быстро разрушаются при увеличении влажности и появлении свободной воды. При разрушении этих связей они со временем восстанавливаются.

Конденсационные связи возникают при уплотнении грунтов с коагуляционными структурами, сопровождающиеся полимеризацией гелей. Возникновение этих связей сопровождается цементацией минеральных частиц, поэтому их называют цементационными структурными связями.

Помимо вышеперечисленных структурных связей между отдельными частицами несвязного грунта возникают силы трения, относящиеся к физическим, которые зависят от вида поверхности частиц и наличия пленки воды между частицами. Такие связи очень слабые и разрываются при незначительных нагрузках, особенно имеющих касательный характер.

Реология — это наука, изучающая протекание деформаций различных материалов во времени под действием приложенных к ним сил. Реологические свойства объединяют такие особенности грунта как: ползучесть, релаксацию напряжений, длительную прочность.

Ползучестью называется непрерывный процесс деформирования, протекающий во времени, при действии на глинистый грунт постоянной нагрузки, создающей в грунте постоянное напряжение ($\sigma = \text{const}$).

Релаксацией напряжений называют процесс изменения (уменьшения) напряжений во времени при сохранении постоянной деформации. Основным параметром, характеризующим релаксацию, является время релаксации, т.е. время при котором деформация исчезает, а между частицами грунта создается определенное постоянное напряженное состояние, которое не изменяется во времени.

Длительная прочность — это прочность грунта при длительном действии нагрузки. Это явление тесно связано с ползучестью и релаксацией напряжений.

Устойчивость дорожных сооружений. При воздействии на дорожные конструкции постоянных и временных нагрузок, а также влиянии погодноклиматических факторов на процессы протекания деформаций во времени, необходимо, чтобы дорожные сооружения находились в устойчивом эксплуа-

тационном состоянии. Поэтому, *устойчивость* дорожных конструкций – это их способность сохранять свое первоначальное состояние, положение или форму при воздействии внешних сил. Оценивается некоторым запасом сил, действующих на конструкцию, и выраженную через коэффициент запаса.

Для обеспечения необходимой устойчивости дорожных сооружений применяют различные конструкции и способы их усиления. Таким образом, для обеспечения устойчивости дорожных сооружений необходимо соблюдать нормы и правила нормативных документов, регламентирующих технологию строительства автомобильных дорог.

Технология строительства – это последовательное и рациональное выполнение отдельных технологических процессов, способов и приемов, направленных на разработку горных пород, приготовление материалов и смесей, сооружение составных частей конструкции, при максимальном использовании средств автоматизации, механизации и высококвалифицированных рабочих кадров.

Тема 2. ПРОЧНОСТЬ МАТЕРИАЛОВ И ГРУНТОВ, ОТРАЖАЕМАЯ ФИЗИЧЕСКИМИ ПОКАЗАТЕЛЯМИ

Прочность грунтов и материалов оценивается такими физическими показателями как:

- предел прочности при сжатии;
- предел прочности на растяжение при изгибе;
- статическое и динамическое зондирование.

Предел прочности при сжатии. Крупнообломочные грунты (СП 5.01.04-2025 «Грунты». Классификация») представлены магматическими или метаморфическими горными породами, которые обладают жесткими кристаллическими структурными связями. В скальных горных породах кристаллическая структура является главенствующей, поэтому именно она сопротивляется любым видам деформации. Эта сопротивляемость выражается через такие показатели как:

- сопротивляемость на сжатие (предел прочности при сжатии) и
- сопротивляемость на растяжение (предел прочности при одноосном растяжении).

Сопротивление одноосному сжатию соответствует резкому увеличению относительной деформации или видимому разрушению образца грунта, и характеризуется пределом прочности при сжатии:

$$R_c = \frac{P_{сж}}{10 F}, \quad \text{МПа} \quad 2.1.$$

где $P_{сж}$ – разрушающая нагрузка на сжатие, кг;

F – площадь поперечного сечения образца грунта, см²;

10 – переводной коэффициент из кг/см² в МПа.

Сопrotивляемость грунта одноосному растяжению определяется по той же формуле, только вместо разрушающей нагрузки на сжатие учитывается разрушающая нагрузка при растяжении. Сопrotивляемость при растяжении всегда меньше сопротивляемость при сжатии, поскольку при растяжении происходит разрыв структурных связей, приводящие к необратимым деформациям, а при сжатии некоторая часть структурных связей только деформируются без разрушения.

При испытании цементобетона или грунтов, укрепленных вяжущими веществами, определяют *предел прочности на растяжение при изгибе*, которое отличается от одноосного растяжения тем, что разрушению подвергается призматическая балка, установленная на двух опорах, на которую воздействует разрушающая нагрузка, прикладываемая посередине балки. В этом случае предел прочности на растяжение при изгибе определяется из выражения:

$$R_{изг} = \frac{30Pl}{2bh^2}, \text{ МПа} \quad 2.2.$$

где P - разрушающая нагрузка, кН;
 ℓ - расстояние между опорами $\ell = 3b$ см;
 b - ширина балочки, см;
 h - высота балочки, см.

Прочность песчаных и пылевато-глинистых грунтов. Согласно СП 5.01.04-2025 «Грунты. Классификация» песчаные и глинистые грунты подразделяются по прочности следующими показателями:

- 1) сопротивлением при статическом зондировании, обозначаемом - q_c ;
- 2) сопротивлением при динамическом зондировании - P_d .

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

Статическое зондирование - это процесс погружения зонда в грунт под действием статической вдавливающей нагрузки с измерением показателей сопротивления грунта внедрению зонда. При статическом зондировании по данным измерения сопротивления грунта под наконечником и на боковой поверхности зонда определяют:

- *удельное сопротивление грунта* под наконечником (конусом) зонда q_c ;
- *общее сопротивление грунта* на боковой поверхности Q_s (для механического зонда).

По данным измерений, полученных в процессе испытания, вычисляют значения q_c , и строят график изменения этой величины по глубине зондирования (рис. 2.1). На графиках изменения удельного сопротивления грунта под наконечником зонда начало плавного перегиба соответствует пересечению зондом границы между различными слоями грунта.

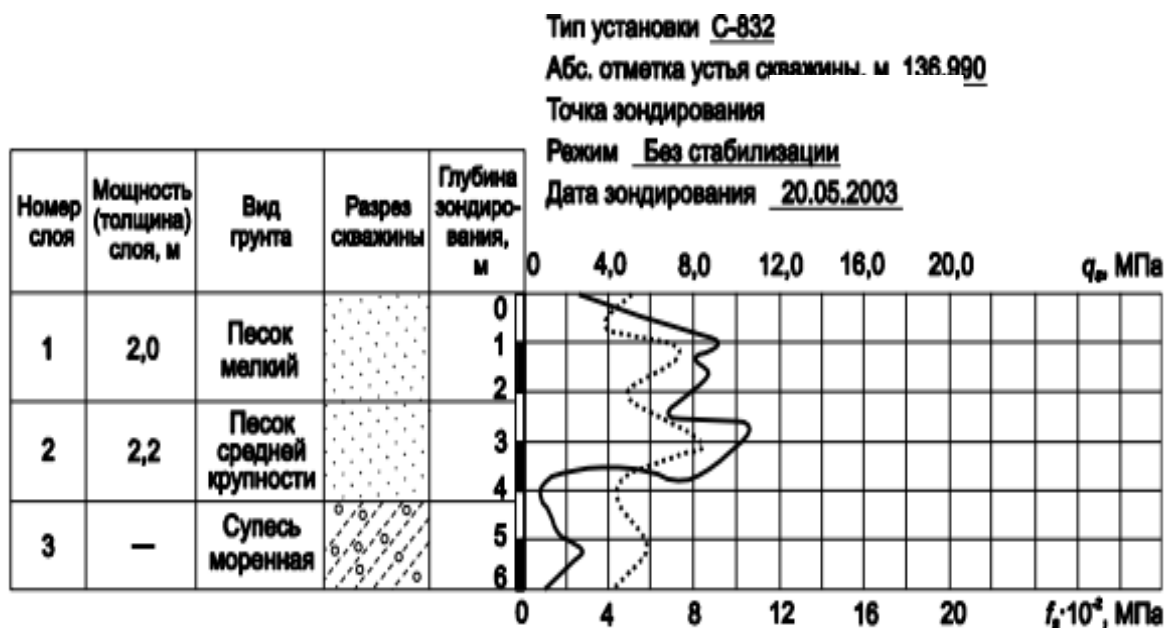


Рис. 2.1. График статического зондирования,
 совмещенный с инженерно-геологической колонкой
 — — — — — - удельное сопротивление под наконечником зонда – q_n ;
 - - - - - - - то же, на участке боковой поверхности зонда f_s

Динамическое зондирование - это процесс погружения зонда в грунт под действием ударной или ударно-вибрационной нагрузки с измерением показателей сопротивления грунта внедрению зонда. Результаты зондирования записываются в виде непрерывного ступенчатого графика изменения скорости погружения зонда по глубине (рис. 2.2.).



Рис. 2.2. График динамического зондирования,
 совмещенный с инженерно-геологической колонкой

Сопротивление грунта сдвигу. Сопротивляемость грунта сдвигу выражается зависимостью (формулой) Маслова Н.Н.:

$$S_{\sigma} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C_c + C_w \quad 2.3.$$

где S_p – сопротивляемость грунта сдвигу, кН/м²;
 σ – нормальное давление, кН/м²;
 φ – угол внутреннего трения грунта, град;
 $\operatorname{tg} \varphi$ – коэффициент внутреннего трения грунта;
 C_c – структурное сцепление, кН/м²;
 C_w – связность грунта, кН/м².

Характеристика прочности и длительной устойчивости материалов и грунтов через модули. *Модуль* – это коэффициент пропорциональности между напряжением и деформацией. В физическом отношении модуль – это величина, характеризующая способность материала сопротивляться растяжению, сжатию при упругой деформации.

Модуль деформации характеризует общую деформацию грунта при сжатии и представляет собой коэффициент пропорциональности линейной связи между приращениями давления на грунт и его деформацией, другими словами отношение напряжения к вызываемой им полной деформации. Модуль общей деформации отражает как упругую, так и остаточную деформации. Определяется в соответствии с основным законом теории упругости (*Законом Гука*):

$$E_o = \frac{\sigma}{l_o} \quad 2.4.$$

где σ – нормальное сжимающее напряжение, Н;
 l_o – относительная деформация грунта, м².

Относительная деформация представляет собой отношение между абсолютной деформацией и первоначальной высотой образца. Относительная деформация может быть продольной и поперечной. Взаимосвязь между ними устанавливает *коэффициент Пуассона*, который представляет собой отношение относительной поперечной деформации (расширения) к относительной продольной деформации (сжатию).

Определяют *модуль деформации* для земляного полотна по формуле:

$$E_o = (1 - \nu^2) K_1 D \frac{\Delta P}{\Delta S}, \quad \text{МПа} \quad 2.5.$$

где ν – коэффициент Пуассона;
 K_1 – коэффициент, принимаемый 0,79 для жесткого круглого штампа;
 D – диаметр штампа, см;
 ΔP – приращение давления на штамп, МПа;
 ΔS – приращение осадки штампа, соответствующее ΔP , см.

Модуль деформации может быть определен через модуль осадки:

$$E_o = \frac{P}{e_p} \beta \times 1000 \quad 2.6.$$

где P – удельное давление, МПа;
 e_p – модуль осадки, мм/м;
 β – поправка, принимаемая: для пылеватых и мелких песков – 0,8; супесей – 0,7; суглинков – 0,5; глин – 0,4.

Модуль осадки – отражает величину сжатия в миллиметрах столба грунта высотой 1 м, когда к нему приложена нагрузка:

$$e_p = 1000 \frac{\Delta h}{h}, \quad \frac{\text{мм}}{\text{м}} \quad 2.7.$$

где Δh – величина деформации, мм;
 h – высота образца до деформации, мм.

Модуль упругости – характеристика деформируемости грунта, выражающая отношение сжимающего напряжения к вызываемой им упругой деформации:

$$E_y = \frac{\sigma}{l_y} = \frac{\pi}{4} \times \frac{PD(1-\nu^2)}{l_y}, \text{ МПа} \quad 2.8.$$

где l_y – упругая деформация, мм;
 $\frac{\pi}{4}$ – поправочный коэффициент при испытании жестким штампом;
 D – эквивалентный диаметр отпечатка колеса расчетной нагрузки;
 P – удельное давление на образец, МПа;
 ν – коэффициент Пуассона.

При проектировании и расчетах инженерных сооружений в дорожном строительстве применяют следующие термины модуля упругости: модуль длительной упругости; модуль упругости динамический; модуль упругости требуемый и модуль упругости эквивалентный.

Модуль длительной упругости – отношение напряжения к упругой деформации при достаточно большом времени действия нагрузки. Применяется при прогнозе возможного появления пластических деформаций.

Модуль упругости динамический – отношение напряжений к упругой деформации при кратковременном расчетном действии нагрузки (менее 0,1 с). Применяется при расчете конструкции дорожной одежды.

Модуль упругости требуемый – это модуль упругости дорожной конструкции в расчетный период, при обеспечении которого достигается заданный уровень надежности:

$$E_{y \text{ } mp} = a + b \lg N_p \quad 2.9.$$

где a и b – коэффициенты, зависящие от типа покрытия (для усовершенствованных капитальных покрытий $a = b = 0,65$);

N_p – интенсивность движения расчетных автомобилей.

Модуль упругости эквивалентный (модуль упругости общий) – интегральная характеристика многослойной системы (дорожной конструкции), равен модулю упругости однородного полупространства эквивалентного по величине модулю упругости слоистой дорожной конструкции. Применяется при расчете дорожной одежды.

Тема 3. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА И ОСНОВНЫЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

Назначение и требования к земляному полотну. *Земляное полотно* - это дорожное сооружение, служащее основанием для размещения конструктивных слоев дорожной одежды и других элементов дорог, воспринимающее от них нагрузку от подвижного транспорта, собственного веса и распределяющее эту нагрузку на основание.

Основными элементами земляного полотна являются (рис.3.1.):

1) верхняя часть земляного полотна (рабочий слой) - зона глубиной, равной 2/3 глубины промерзания, но не менее 1,5 м от верха покрытия;

2) откосная часть - зона, ограниченная поверхностями откосов и вертикалями, проходящими через бровки насыпей или выемок, а снизу - основанием насыпи или выемки;

3) ядро насыпи - зона, расположенная ниже рабочего слоя и ограниченная снизу основанием насыпи, а с боков - вертикалями, проходящими через бровки насыпи;

4) основание насыпи - зона, расположенная под насыпью в пределах естественной грунтовой толщи; основание выемки - зона, расположенная ниже границы рабочего слоя.

Для обеспечения требуемых эксплуатационных качеств земляного полотна автомобильной дороги необходимо:

- обеспечить стабильный водно-тепловой режим дорожной конструкции;
- обеспечить запас прочности земляного полотна, руководствуясь минимальными дорожно-транспортными затратами;
- применить передовые методы и технологии для обеспечения высокого качества дорожной конструкции;
- максимально использовать средства механизации и автоматизации производственных процессов.

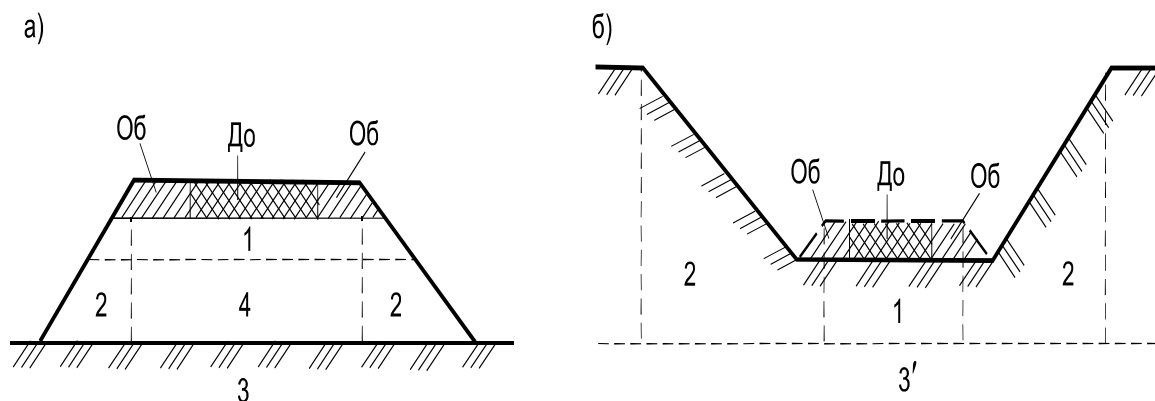


Рис. 3.1. Виды земляного полотна:

- а — насыпь; б — выемка; 1 — рабочий слой земляного полотна;
 2 — откосные части; 3 — основание насыпи; 3' — основание выемки;
 4 — ядро насыпи; До — дорожная одежда; Об — обочина

Типы поперечных профилей земляного полотна. Поперечный профиль земляного полотна - это изображение сечения земляного полотна плоскостью, перпендикулярной к его оси. При проектировании земляного полотна применяют типовые решения с индивидуальной привязкой к местным рельефным, природным и климатическим условиям.

ТКП 200-2009 «Автомобильные дороги. Земляное полотно. Правила проектирования» включает различные поперечные профили:

- тип 1...тип 6 - для насыпей;
- тип 1-В...тип 5-В – для насыпей из грунтов повышенной влажности;
- тип 1-Р...тип 8-Р – для насыпей на поймах рек;
- тип 1-Б...тип 9-Б – для насыпей на болотах;
- тип 1-С – для насыпей на слабых грунтах;
- тип 7...тип 17 – для выемок.

На рис. 3.2. приведен пример поперечных профилей, относящихся к 3 типу по насыпи и 9 типу по выемке.

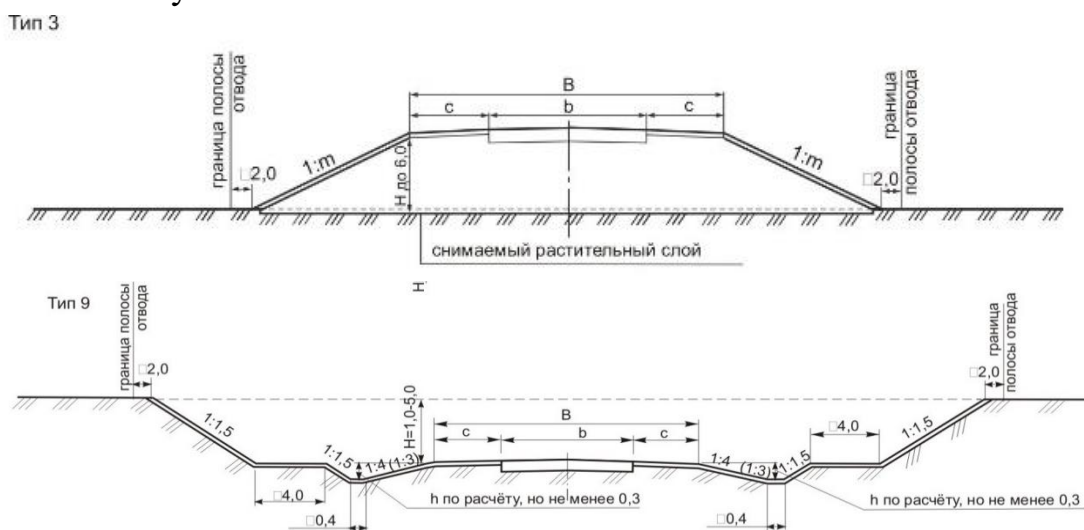


Рис. 3.2. Поперечные профили автомобильных дорог, насыпи: тип 3 — до 6 м;
 выемки: тип 9 — при глубине от 1 до 5 м

Грунты, применяемые при строительстве земляного полотна. Земляное полотно автомобильной дороги сооружается из местных грунтов, залегающих на данной территории вблизи строящегося объекта. Для этого, на стадии проектирования автомобильной дороги, проводятся инженерно-геологические изыскания, заключающиеся в разведке залегания грунтов, пригодных для отсыпки насыпи дороги.

На территории Республики Беларусь залегают грунты, которые приблизительно составляют следующие величины: супесь – 44 %; суглинок – 18 %; глина – 1 %; песок – 23 %; торф – 14 %.

Песчаные грунты, по СП 5.01.04 «Грунты. Классификация», классифицируются на следующие виды: гравелистый; крупный; средний; мелкий; пылеватый.

Глинистые грунты по числу пластичности и содержанию песчаных частиц классифицируются (СП 5.01.04 «Грунты. Классификация») на три типа:

- супесь: песчанистая, пылеватая, тяжелая пылеватая;
- суглинок: легкий песчанистый; легкий пылеватый; тяжелый песчанистый; тяжелый пылеватый;
- глина: легкая песчанистая; легкая пылеватая; тяжелая.

Пригодность грунтов для дорожного строительства зависит от таких показателей как:

- фильтрационная способность, зависящая от гранулометрического состава (оценивается коэффициентом фильтрации);
- содержание, в минеральной составляющей грунта органических частиц, влияющая на прочностные свойства и относящие грунт к слабому (оценивается относительным содержанием органического вещества);
- морозное пучение (оценивается относительной деформацией морозного пучения);
- набухаемость (оценивается относительной деформацией набухания без нагрузки);
- просадочность (оценивается относительной деформацией просадочности).

Одним из самых опасных явлений на автомобильных дорогах является морозное пучение, которое вызывает такое явление как пучинообразование. В связи с этим приведем данные по пригодности грунтов для сооружения земляного полотна по такому критерию, как величина относительного морозного пучения. Данную классификацию необходимо использовать, если грунты располагаются в зоне промерзания (табл. 3.1). Все грунты подразделяются на четыре категории:

- 1) *весьма пригодные* (непучинистые) – для них величина относительного морозного пучения составляет 1...2 %;
- 2) *пригодные* (слабопучинистые) – для них этот показатель составляет 2...4 %;
- 3) *малопригодные* (среднепучинистые) – 4...7 %;

4) *непригодные* (сильно и чрезмерно пучинистые), к которым относятся сильно пучинистые грунты – 7...10 % и чрезмерно пучинистые грунты свыше 10 %.

Таблица 3.1.

Величина морозного пучения
(ТКП 45-03-19-2006 Автомобильные дороги Нормы проектирования)

Грунт рабочего слоя	Среднее значение относительного морозного пучения при промерзании слоя 1,5 м (в процентах)	
	1 тип местности	2 и 3 тип местности
Песок гравелистый, крупный и средней крупности с содержанием частиц мельче 0,05 мм до 2%	1	1
Песок гравелистый, крупный, средней крупности с содержанием частиц мельче 0,05 мм до 15% и мелкий с содержанием частиц мельче 0,05 мм до 2%	1	1...2
Песок мелкий с содержанием частиц мельче 0,05 мм менее 15%; супесь легкая крупная	1...2	2...4
Песок пылеватый; супесь пылеватая; суглинок тяжелый пылеватый	2...4	4...10
Супесь легкая	1...2	4...7
Супесь тяжелая пылеватая; суглинок легкий пылеватый	4...7	10
Суглинок легкий и тяжелый; глины	2...4	4...7

Слабые грунты. К слабым грунтам относят связные грунты, имеющие прочность на сдвиг в условиях природного залегания менее 0,075 МПа или модуль осадки более 50 мм/м при нагрузке 0,25 МПа или модуль деформации ниже 5,0 МПа. При отсутствии данных испытаний к слабым грунтам относят: торф и заторфованные грунты, илы, сапропели, глинистые грунты с показателем текучести более 0,5. Наряду с перечисленными выше специфичными категориями к числу слабых относятся переувлажненные глинистые грунты.

Задачи механики грунтов земляного полотна. На земляное полотно автомобильных дорог действуют динамические и статические нагрузки от подвижного состава. Эти нагрузки передаются через дорожную одежду на земляное полотно, создавая в нем напряжения между частицами, которые тем больше, чем ближе находятся к точке приложения нагрузки, создавая в земляном полотне область активной зоны.

Активная зона земляного полотна – это верхняя часть земляного полотна, в которой напряжения от внешней нагрузки больше, чем напряжения от собственного веса грунт. Как правило, величина активной зоны земляного полотна автомобильных дорог составляет примерно 1,6...1,8 м. На этой глубине напря-

жения от внешней нагрузки равны напряжениям от собственного веса грунта. На глубине, превышающей 2 м, напряжения от внешней нагрузки меньше, чем от собственного веса грунта. В связи с этим, важной задачей является рассмотрение вопроса о возникновении и изменении *напряжений в грунтах*.

Следующей задачей является рассмотрение *прочности грунта* (условия прочности), которая обусловлена контактной сопротивляемостью сдвигу между частицами грунта.

Под действием нагрузок грунт, в зависимости от его плотности, деформируется по линейному (Закон Гука) или нелинейному законам, при которых возникают упругая или остаточная деформации. В связи с чем, задачей механики грунтов является рассмотрение *структурно-фазовой деформируемости*.

Приложение к грунту статических и динамических нагрузок сопряжено с уплотнением грунта, вызванное его сжимаемостью путем перераспределения частиц грунта за счет уменьшения пор и вытеснения из них воды. В связи с этим необходимо рассмотреть *закон уплотнения*.

Поскольку грунт представляет собой трехфазную систему, состоящую из твердой фазы в виде минеральных частиц, жидкой и газообразной фаз, необходимо рассмотреть законы миграции грунтовых вод в порах грунта, что регламентировано *законом ламинарной фильтрации грунтов*.

Таким образом, основные закономерности механики грунтов земляного полотна представлены в таблице 3.2.

Таблица 3.2.

Основные закономерности

№ пп	Свойство	Закономер- ность	Основные показатели	Практическое приме- нение в механике грунтов
1	Напряжения в грунтах	Изменение напряжения по глубине	Формула Бус- синеска	Расчет напряжений для условий плоской и про- странственной задач
2	Контактная сопротивляе- мость сдвигу	Условия прочности	Коэффициент внутреннего трения и сцеп- ления	Расчет предельной устойчивости, прочно- сти и давления на ограждения
3	Структурно- фазовая де- формируе- мость	Принцип ли- нейной де- формируемо- сти	Модуль дефор- мации. Модуль упругости	Определение напряже- ний и деформаций грунтов
4	Сжимаемость	Закон уплот- нения	Коэффициент сжимаемости	Расчет осадок сооруже- ний
5	Водопроница- емость	Закон лами- нарной филь- трации	Коэффициент фильтрации	Прогноз скорости оса- док водопроницаемых грунтовых оснований

Раздел II СЖИМАЕМОСТЬ И УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ

Тема 4. СЖИМАЕМОСТЬ ГРУНТОВ

Процессы, происходящие в грунте при сжатии. *Сжимаемость грунтов* – подразумевает уменьшение материала в объеме под воздействием внешнего давления. Процесс сопровождается уменьшением пористости, вытеснением воды и воздуха, разрушением агрегатов и смещением твердых частиц. Сжимаемость характерна только для дисперсных грунтов, состоящих из отдельных зерен разного размера, и зависит от ряда факторов. Сжимаемость, как явление, связано с деформациями в грунте, которые бывают обратимыми и необратимыми.

Обратимая, или упругая деформация, обусловлена изменением формы и объема твердых частиц, а также упругостью оболочки пленочной воды. После снятия нагрузки упругая деформация восстанавливается и грунт приобретает первоначальные объем и форму.

Необратимая, или остаточная деформация, остается и после прекращения давления. Она характеризуется смещением твердых частиц, относительно друг друга, а также вытеснением воды и воздуха из пор. Для грунтов более характерны необратимые деформации и после снятия нагрузки объем грунта не возвращается к исходному. Под действием собственного веса грунта и внешних нагрузок в грунте возникают деформации, которые можно разделить на две группы:

- 1) *объемные деформации сжатия*, при которых грунтовые частицы сближаются друг с другом, образуя грунтовый массив с меньшим содержанием пор;
- 2) *деформации сдвига*, при которых частицы смещаются друг относительно друга, изменяя свое взаиморасположение.

Под большим давлением частицы несвязных грунтов могут разрушаться. В первую очередь это относится к крупнообломочным грунтам: гравию и гальке, состоящим из слабых пород. В результате окатанные частицы обретают новую форму, их грани становятся острыми и шероховатыми. Изменяется укладка зерен, грунт становится более плотным, уменьшается его пористость.

Под давлением почти не разрушаются прочные и мелкие песчаные частицы. Но их ориентация в пространстве и сложение меняются, объем грунта уменьшается.

От сжимаемости грунта зависят следующие характеристики:

- *усадка* - чем больше сжимаемость, тем легче грунт дает усадку;
- *деформация* - сжатие обычно происходит неравномерно, поэтому в грунте могут возникать деформации, которые ведут к появлению трещин;
- *уплотнение* – коэффициент фактического уплотнения, равный отношению плотности сухого грунта в контролируемом месте насыпи к максимальной плотности грунта, свидетельствует о степени уплотнения и позволяет определить, насколько грунт может быть уплотнен дополнительно;
- *несущая способность* - при повышенной сжимаемости несущая способность низкая.

Коэффициенты бокового давления и Пуассона. При сжимаемости грунта происходит уменьшение его пористости за счет местных сдвигов частиц и перераспределения мелких частиц в порах более крупных. Под действием сжимающего усилия, в грунте возникают деформации сжатия и сдвига, которые действуют на частицу грунта во взаимно перпендикулярных направлениях, в результате чего в грунте возникают напряжения, которые называются: нормальными и касательными (рис. 3.1).

Нормальными называют напряжения, возникающие параллельно действующему усилию, их обозначаются – σ , *касательными* называют напряжения, действуют перпендикулярно направлению действующего усилия и обозначаются – τ .

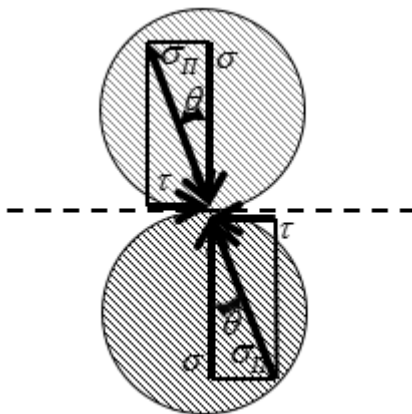


Рис. 3.1. Напряжения, действующие в зоне контакта двух грунтовых частиц

На перемещение минеральных частиц влияет наличие оболочки воды, способствующей или противодействующей этим перемещениям. При воздействии на грунт усилия он сжимается в направлении большего из действующих напряжений и расширяется в перпендикулярных ему направлениях.

Если грунт сжимается без возможности бокового расширения, то происходит его уплотнение, связанное с уменьшением его пористости и увеличением давления на стенки формы. Такая сжимаемость называется *компрессионным уплотнением*.

Если грунт сжимается с возможностью бокового расширения, что имеет место при уплотнении рыхлого грунта, то грунт, как было сказано ранее, сжимается и расширяется одновременно. При этом величина бокового давления - q характеризуется *коэффициентом бокового давления*, который представляет собой отношение приращения бокового давления dq к приращению сжимаемого усилия dp :

$$\xi = \frac{dq}{dp} \quad 4.1.$$

где ξ – коэффициент бокового давления, равный для песков 0,25...0,37; суглинков 0,6; глины 0,7...0,82.

Интегрируя вышеприведенное выражение, получают уравнение для определения бокового давления

$$q = p\xi + C \quad 4.2.$$

где C - постоянная интегрирования, равная боковому давлению грунта на стенку до приложения внешней нагрузки ($P = 0$).

Рассмотрим полученное выражение для рыхлого, плотного сухого и влажного грунтов.

1. Для рыхлого грунта, пренебрегая влиянием собственного веса грунта, можно считать, что $C = 0$, тогда уравнение примет вид:

$$q = p\xi \quad 4.3.$$

2. Для плотного сухого грунта, при укладке грунта с интенсивным послойным уплотнением, создается первоначальное боковое давление на стенки $C = q_0$, тогда уравнение примет вид:

$$q = p\xi + q_0 \quad 4.4.$$

3. Для плотного влажного грунта, при передаче нагрузки на уплотненный влажный связный грунт, капиллярное давление препятствует деформациям бокового расширения $C = -p_k$, тогда первоначальное уравнение примет вид:

$$q = p\xi - q_k \quad 4.5.$$

Соотношение продольной и поперечной деформаций учитывает *коэффициент Пуассона*, который представляет собой отношение относительной поперечной деформации к относительной продольной деформации образца грунта при сжатии или растяжении. Коэффициент Пуассона должен быть меньше 0,5 или в крайнем случае равным этой величине (жидкость). Чем больше значение коэффициента Пуассона, тем больше порода может деформироваться. Для песков этот коэффициент равен - 0,29; для суглинков - 0,35, для глин - 0,41.

Между коэффициентом бокового давления - ξ и коэффициентом Пуассона - ν существует взаимосвязь:

$$\nu = \frac{\xi}{1 + \xi} \quad \text{и} \quad \xi = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad 4.6.$$

Сжимаемость грунта определяется на приборах - *одометрах* при компрессионном уплотнении, т.е. без возможности бокового расширения, и - *стабилометрах* с возможностью бокового расширения.

Закон уплотнения. Закон уплотнения, выведенный К.Терцаги, является одним из основных законов механики грунтов, основанным на допущении о том, что деформация грунта происходит, в основном, за счет изменения его пористости. При инженерных расчетах вместо пористости используется коэффициент пористости, представляющий собой отношение объема пор к объему твердой фазы, выраженное в долях единицы или через плотность грунта:

$$e = \frac{V_{пор}}{V_T} = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}; \quad 4.7.$$

где $V_{пор}$ - суммарный объем всех пор, см^3 ;
 V_T - объем твердой фазы грунта, см^3 ;
 ρ_s - плотность частиц грунта, г/см^3 ;
 ρ_d - плотность сухого грунта, г/см^3 .

Компрессионная кривая представляет собой гиперболическую зависимость, при которой происходит уменьшение значения коэффициента пористости в зависимости от возрастания давления на грунт (рис.4.2.).

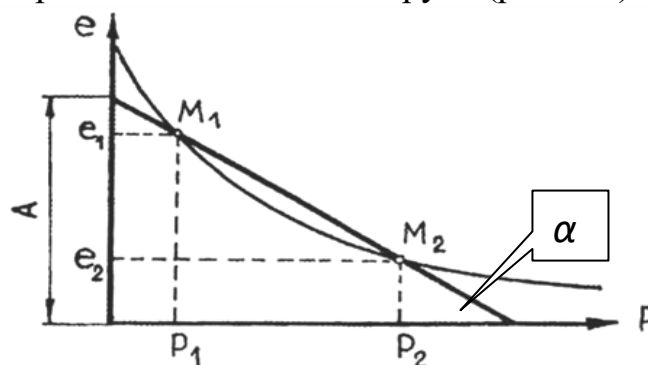


Рис. 4.2. График компрессионной кривой

Проведем прямую линию, пересекающую компрессионную кривую в двух точках. Обозначим коэффициент пористости и давление в точке M_1 через e_1 и P_1 , а в точке M_2 - через e_2 и P_2 . Тогда рассматриваемая прямая выразится уравнением:

$$e = a P = A \quad 4.8.$$

где e - коэффициент пористости при давлении P ;

A - величина, измеряемая отрезком, отсекаемым прямой линией на оси ординат;

a - коэффициент сжимаемости, равный отношению изменения коэффициента пористости к величине действующего давления, выражается зависимостью:

$$a = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1} = \operatorname{tg} \alpha \quad 4.9.$$

где $\operatorname{tg} \alpha$ – тригонометрическая функция угла между осью абсцисс и прямой линией, соединяющей точки M_1 и M_2 .

Закон уплотнения гласит, что *при небольших изменениях уплотняющих давлений изменение коэффициента пористости прямо пропорционально изменению давления*.

Принцип линейной деформируемости. Принцип линейной деформируемости заключается в том, что при небольших изменениях давлений грунты можно рассматривать как линейно деформируемые тела (рис. 4.3.). При малых изменениях давлений (0,1...0,3 МПа) зависимость между деформациями и напряжениями может приниматься линейной. Этот принцип справедлив для уплотненных грунтов, поскольку для рыхлых и слабых грунтов необходимо исходить из нелинейной зависимости между деформациями и напряжениями. Для линейно деформируемых тел модули общей деформации и упругости равны между собой.

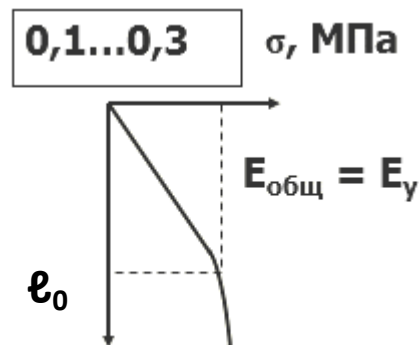


Рис. 4.3. График зависимости деформации грунта от прикладываемого давления

Напряженно-деформируемое состояние грунта, с разбивкой на отдельные фазы, можно проиллюстрировать графиком, изображенным на рисунке 4.4. Фазы напряженно-деформированного состояния грунта: фаза упругих деформаций (0); фаза уплотнения (I); фаза сдвигов (II); фаза выпора (III).

Фаза упругих деформаций характеризуется напряжением в скелете грунта, не превышающим прочность структурных связей между минеральными частицами. Деформации грунта в этой фазе обратимы и малы, т.к. обусловлены сжимаемостью минеральных частиц. Уровень напряжений, соответствующий концу этой фазы, называется *структурной прочностью* грунта и не превышает 5–10 % допустимых на грунт давлений

Фаза уплотнения соответствует напряжениям в грунте, в диапазоне которых процесс деформирования подчиняется закону уплотнения. Линейная зависимость между деформациями и напряжениями в этой фазе не является обратимой. Таким образом, закон уплотнения устанавливает линейную зависимость

между напряжением и суммой упругой и пластической деформациями грунта и формулируется как *принцип линейной деформируемости*.

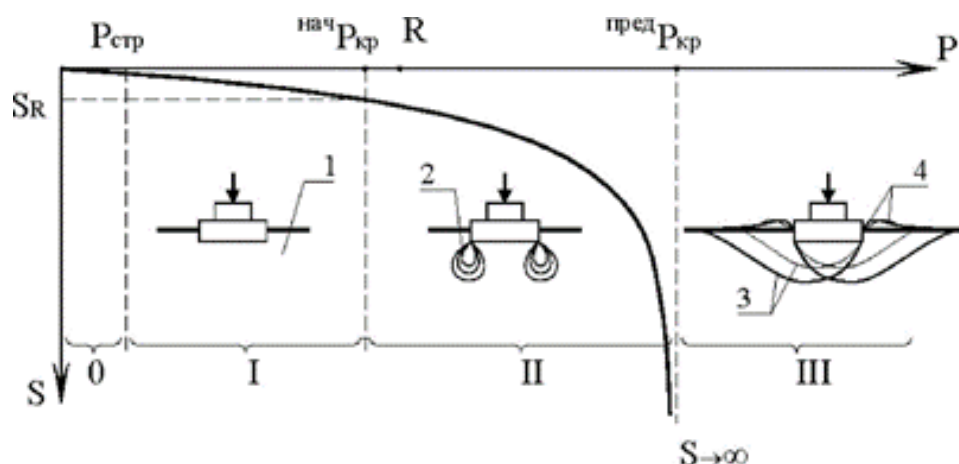


Рис. 4.4. Фазы напряженно-деформированного состояния грунта

Фаза сдвигов характеризует начало образования в грунте зон предельного равновесия, которые образуются по краям штампа, где имеет место концентрация сдвиговых напряжений и называются - *фазой напряженно-деформированного состояния грунта*. Уплотнение грунта в этой фазе практически не происходит. Грунт считается несжимаемым, а коэффициент Пуассона в этой фазе близок к 0,5.

Фаза выпора является следствием развития фазы сдвигов. В результате осадка штампа происходит без увеличения нагрузки за счет перемещения грунта основания из-под штампа по плоскостям скольжения с выходом на поверхность грунтового массива. При этом вокруг штампа происходит поднятие (выпор) грунта, что нашло отражение в названии этой фазы.

Деформационные свойства характеризуют поведение грунта под нагрузками, не превышающими критические, следовательно, не приводящими к разрушению образца.

Сжимаемость грунта можно характеризовать модулем общей деформации E_0 , который является аналогом модуля Юнга в строительной механике, определяемым в соответствии с основным законом теории упругости (Законом Гука) (выражение 2.5).

Зависимость деформации от времени. Деформация грунта под действием нагрузки происходит не мгновенно, а с течением времени (рис. 4.5). Это имеет две причины:

- 1) - в грунтах имеется вода, которая при сжимаемости вытесняется из пор, что происходит не мгновенно;
- 2) - грунт, имея в своем составе пылеватые и глинистые частицы, часто представляет вязкопластичную консистенцию, которая деформируется со временем.

Рассмотрим пример. Грузовой автомобиль движется между светофорами с допустимой скоростью. За время действия нагрузки на дорожную конструкцию деформация не успевает достигнуть максимального значения. Однако, такую

деформацию может достигнуть автомобиль с меньшим тоннажем, но двигаясь с меньшей скоростью или еще более легкий автомобиль, но стоящий перед светофором, т.е. время действия его массы достаточно для достижения деформации грузового автомобиля.

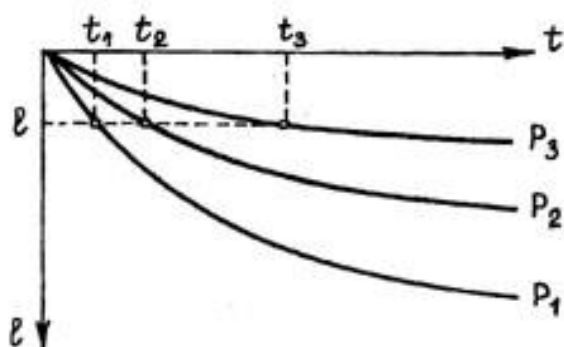


Рис. 4.5. График изменения деформации во времени для различных нагрузок, при условии $P_1 > P_2 > P_3$

Влияние многократности приложения нагрузки. В результате многократного воздействия нагрузки на грунт или на дорожную одежду в них происходит накопление деформации, что отражается на дополнительном уплотнении или образовании колеи на линии прохода колеса (рис. 4.6.). Повторяющиеся, многократно прилагаемые на короткое время к грунту, нагрузки вызывают в нем накопление деформаций.

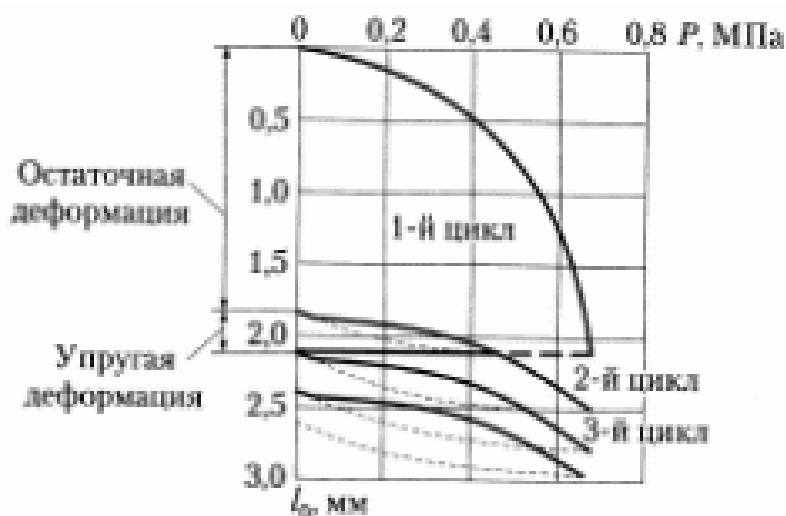


Рис. 4.6. Изменение деформации для многократно прикладываемой нагрузки

График показывает постепенное уменьшение величины остаточных и упругих деформаций от каждого повторного цикла нагрузки-разгрузки, объясняемое постепенно возрастающим уплотнением грунта, причем остаточные деформации уменьшаются быстрее, чем упругие. Кривые упругой деформации грунта, получаемые при разгрузке, не совпадают с кривыми деформации при нагружении. Несовпадение кривых при нагружении и разгрузке свидетельствует об образовании так называемой *петли гистерезиса*.

Тема 5. ДОПУСКАЕМЫЕ НАГРУЗКИ НА ГРУНТ

Допускаемые нагрузки на грунт. В зависимости от продолжительности действия, нагрузки следует различать: постоянные и временные (длительные, кратковременные, особые).

К *постоянным* следует относить нагрузки:

- на земляное полотно от веса сооружения (например, от дорожной одежды, коммуникационных сооружений);
- на основание земляного полотна от массы грунтов насыпи, кавальеров, засыпок.

К *длительным временным* нагрузкам относятся:

- 1) вес бетонного фундамента под дорожные знаки и указатели;
- 2) вес осветительных столбов и металлических ферм, используемых для контроля скорости;
- 3) вес ограждающих сооружений на обочине и разделительной полосе;
- 4) воздействия, обусловленные изменением влажности, усадкой и ползучестью материалов.

К *кратковременным* нагрузкам, относятся:

- 1) нагрузка от транспорта;
- 2) нагрузки от машин и техники при сооружении коммуникационных конструкций;
- 3) нагрузка от транспорта, проезжающего по мостам и путепроводам;
- 4) вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования;
- 5) климатические (снеговые, ветровые, температурные, гололедные, резонансное вихревое возбуждение) нагрузки.

К *особым* нагрузкам относятся:

- 1) сейсмические воздействия;
- 2) взрывные воздействия;
- 3) воздействия, обусловленные деформациями основания, сопровождающимися коренным изменением структуры грунта (например, при замачивании просадочных грунтов) или оседанием его в районах горных выработок и в карстовых районах;
- 4) нагрузки от столкновений транспортных средств с частями сооружения.

При проектировании строительных объектов руководствуются следующими терминами:

нагрузка - внешняя механическая сила, действующая на строительные объекты;

коэффициент надежности по нагрузке - коэффициент, учитывающий в условиях нормальной эксплуатации сооружений возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от нормативных значений;

коэффициент сочетаний нагрузок - коэффициент, учитывающий уменьшение вероятности одновременного достижения несколькими нагрузками их расчетных значений;

расчетное значение нагрузки - предельное (максимальное или минимальное) значение нагрузки в течение срока эксплуатации объекта;

расчетные сочетания нагрузок - все возможные неблагоприятные комбинации нагрузок, которые необходимо учитывать при проектировании объекта.

В предыдущей теме, раскрывающей сжимаемость грунтов, обозначены такие фазы напряженно-деформируемого состояния грунтов, как: фаза уплотнения, сдвигов и выпоров. На основании этих положений рассмотрим стадии осадки сооружения, при приложении к нему нагрузки. Сочетание этих положений выражается графической зависимостью между осадкой и приложенной нагрузкой (рис. 5.1.).

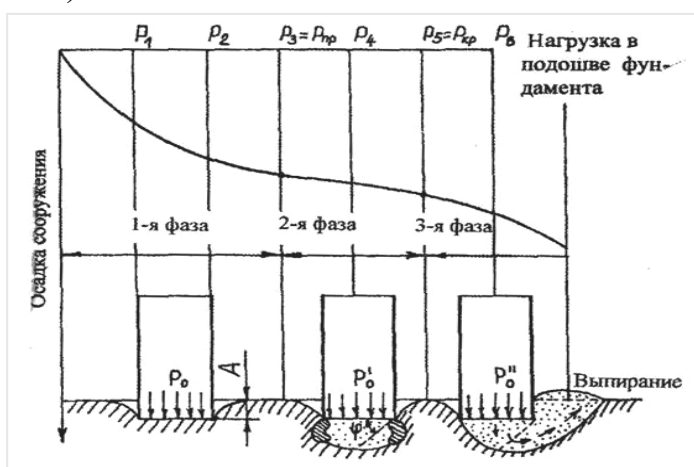


Рис. 5.1. График зависимости осадки сооружения при возрастания нагрузки от сооружения

Любое строительство предусматривает величину нагрузки, зависящую от массы сооружения, которая должна быть связана с естественным процессом уплотнения грунта основания. На графике отрезок кривой (от 0 до $P_3 = P_{np}$) носит затухающий характер, который стабилизируется к окончанию строительства сооружения. Это приводит к расчетной величине осадки сооружения. Такие условия отвечают 1-й фазе работы грунта в условиях обеспеченной прочности, называемой *фазой уплотнения*.

При дальнейших строительных работах нагрузка может увеличиваться (от P_3 до $P_5 = P_{кр}$), за счет реконструкции сооружения, связанной с достраиванием дополнительных этажей, или изменения самой конструкции. Это обязательно приведет к дополнительному воздействию нагрузки, что вызовет возникновение зон нарушения прочности грунта. Такие условия отвечают 2-й фазе работы грунта, называемой *прогрессирующим нарастанием осадки*. При этой фазе нагружения в основании конструкции происходит *локальное нарушение прочности* грунта, что приближает устойчивость конструкции к критическому состоянию, связанному с разрушением грунта в виде сдвиговых деформаций.

Нагрузка, соответствующая границе между 1-й и 2-й фазами, называется *предельной* ($P_3 = P_{np}$).

Дальнейшее увеличение нагрузки, вызовет потерю прочности грунта и сооружение потеряет устойчивость в результате выпора грунта из-под основания сооружения. Таким образом при достижении $P_5 = P_{кр}$ наступает *критическая нагрузка* (3-я фаза), при которой преобладающее влияние имеют сдвигающие напряжения. Эта фаза называется *фазой сдвигов*. Последующее увеличение нагрузки сопровождается пластическими, или разрывными деформациями.

Место приложения нагрузки: к поверхности грунта или углубленной в грунт оказывает влияние на вид и распределение напряжений (рис. 5.2.).

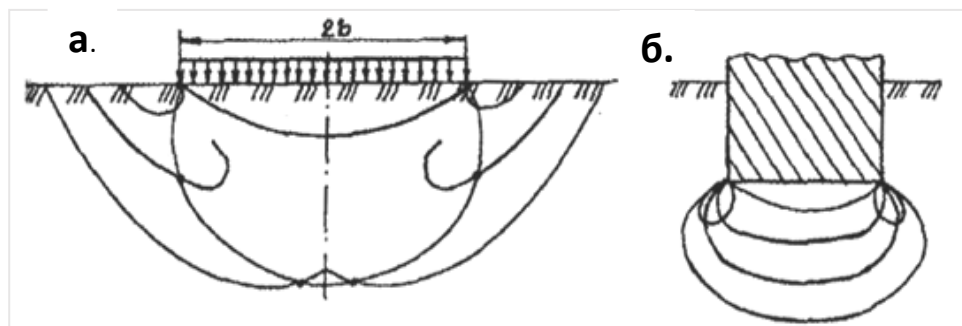


Рис. 5.2. Зоны возникновения пластических деформаций в зависимости от места приложения нагрузки: а - к поверхности; б - заглубленной

При приложении нагрузки к поверхности (рис. 5.2.а) - зоны пластических деформаций достигают этой поверхности. Под заглубленным фундаментом (рис. 5.2.б) граничные линии замкнуты и не выходят на поверхность, а пластические деформации возникают при большей нагрузке, чем в первом случае.

Помимо места приложения нагрузки на возникновение пластических деформаций играет роль вид самой нагрузки: равномерно распределенной или имеющий трапециевидный характер (насыпь земляного полотна) (рис. 5.3.).

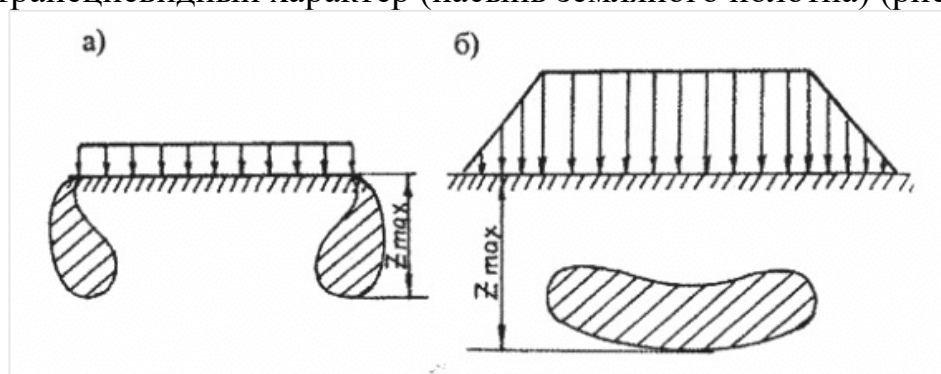


Рис. 5.3. Возникновение пластических деформаций в зависимости от вида нагрузки

При приложении равномерно распределенной нагрузки (рис. 5.3.а) к поверхности грунта, на концах нагрузки возникают зоны пластических деформаций, которые достигают поверхности грунта. Трапециевидная нагрузка от насыпи земляного полотна (рис. 5.3.б) состоит из двух частей: равномерно рас-

пределенной и треугольной (откосная часть), которая ликвидирует зоны пластических деформаций по краям. При такой нагрузке зона пластических деформаций располагается под равномерно распределенной нагрузкой на глубине – Z.

Оценка прочности грунта в основании земляного полотна. В соответствии с ТКП 059-2012 различают три типа болот.

I тип. Болото, заполненное болотными грунтами строительного типа 1 (табл. 3.4.), прочность которых в природном состоянии обеспечивает возможность возведения насыпи высотой до 3 м без возникновения процесса бокового выдавливания слабого грунта.

II тип. Болото, содержащее в пределах болотной толщи хотя бы один слой типа 2 и (или) 3а, которые могут выдавливаться при быстрой отсыпке насыпи высотой до 3 м, но не выдавливаются при медленной отсыпке насыпи по специальному режиму.

III тип. Болото, содержащее в пределах болотной толщи хотя бы один слой типа 3б, который при возведении насыпи высотой до 3 м выдавливается независимо от интенсивности возведения насыпи. Строительный тип болотного грунта устанавливают по ТКП 200-2009.

Помимо органических веществ, к слабым грунтам относятся глинистые грунты, имеющие относительную влажность (отношение влажности грунта к полной влагоемкости – влажности на границе текучести) более 0,8. Для таких грунтов угол внутреннего трения можно приравнять к нулю, а сопротивление сдвигу будет равно величине сцепления. Устойчивость сооружений, возведенных на слабых водонасыщенных основаниях, будет обеспечена при соблюдении условия:

$$\tau_{max} < C \quad 5.1.$$

где τ_{max} – максимальное значение главных касательных напряжений в основании, вызываемых нагрузкой от насыпи земляного полотна;
C – сцепление между частицами грунта.

При проектировании земляного полотна на слабых основаниях его устойчивость оценивается коэффициентом безопасности:

$$K_{без} = \frac{P_{без}}{P_{расч}} \quad 5.2.$$

где $P_{без}$ – безопасная нагрузка, Па;
 $P_{расч}$ – нагрузка от веса насыпи, Па.

Под *безопасной нагрузкой* $P_{без}$ понимают нагрузку, определенную со значительным запасом, и поэтому допустимую для данного сооружения. Безопасная нагрузка соответствует максимальной нагрузке на поверхности грунтового массива, при которой в рассматриваемой толще не возникают зоны предельного равновесия.

Для равномерно распределенной нагрузки безопасная величина может быть определена из выражения:

$$P_{без} \approx 3 C_w \quad 5.3.$$

где C_w – связность грунта, зависящая от его влажности.

Для треугольной нагрузки безопасную можно определить из выражения:

$$P_{без} \approx 4 C_w \quad 5.4.$$

Расчетную нагрузку $P_{расч}$ определяют для двух случаев.

1. Темп отсыпки насыпи превышает скорость осадки. В этом случае расчетная нагрузка определяется из выражения:

$$P_{расч} = \rho (H_p + \eta) \quad 5.5.$$

где ρ - плотность грунта;

H_p - расчетная высота насыпи;

η - осадка насыпи.

2. Интенсивность отсыпки насыпи соответствует скорости осадки. В этом случае расчетная нагрузка определяется из выражения:

$$P_{расч} = \rho(H_p + H_B) + \rho_{бзв}(\eta - H_{з.в.}) \quad 5.6.$$

где $H_{з.в.}$ - расстояние от поверхности грунта до уровня грунтовых вод;

η - осадка насыпи;

$\rho_{бзв}$ – плотность грунта ниже уровня грунтовых вод;

H_B - толщина условного слоя грунта, заменяющего вес верхнего строения, принимается равной 0,7 м;

H_p - расчетная высота насыпи, равная:

$$H_p = H + H_{экв} \quad 5.7.$$

где H - высота насыпи;

$H_{экв}$ - толщина эквивалентного слоя грунта, равная:

$$H_{экв} = \frac{\sigma}{\rho} \quad 5.8.$$

где σ - величина расчетных нормальных напряжений в подошве насыпи от временной нагрузки (при ширине земляного полотна 10 м. $\sigma = 0,012$ МПа, при 12 м $\sigma = 0,01$ МПа, при 15 м $\sigma = 0,008$ МПа).

Если коэффициент безопасности $K_{без} > 1$, то насыпь, возведенную на торфяном основании, можно считать устойчивой.

Если $K_{без} < 1$, необходимо провести расчет, учитывающий трение грунта, форму насыпи и мощность слабого слоя.

Повышение степени прочности грунта. Степень прочности сыпучего грунта определяется соотношением: угла наибольшего отклонения - θ_{max} и угла внутреннего трения - φ . Равенство этих углов характеризуется состоянием предельного равновесия. Следовательно, для этого состояния условие прочности сыпучих тел выражается *условием Ранкина*, которое имеет вид:

$$\sin \theta_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad 5.9.$$

где σ_1 – большее из главных нормальных напряжений, принятое в теории прочности Мора при построении круга Мора;

σ_3 – меньшее из главных нормальных напряжений.

В таком случае, повышение прочности сыпучего грунта соответствует условию, при котором на любой глубине от поверхности грунтовой толщи (например, глубине - z) - грунт находится под воздействием вышележащих слоев грунта, перекрывающих данный горизонт. Эта масса создает давление, вызывающее в грунте величину напряжения:

$$\sigma_{np} = \rho z \quad 5.10.$$

где ρ - плотность грунта.

Для дальнейших расчетов применяют *принцип наложения главных напряжений*, согласно которому в любой точке, расположенной на глубине z , помимо главных напряжений σ_1 и σ_3 действует природное давление, создающее напряжение - σ_{np} . В этом случае условие прочности Ранкина можно представить в виде:

$$\sin \theta_{max} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_{np}) - (\sigma_3 + \sigma_{np})}{(\sigma_1 + \sigma_{np}) + (\sigma_3 + \sigma_{np})} \quad 5.11.$$

Подставив вместо σ_{np} его значение, получают:

$$\sin \theta_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2\rho z} \quad 5.12.$$

Знаменатель этого выражения увеличивается по мере заглубления z , что ведет к уменьшению θ_{max} и одновременно повышает степень прочности грунта, обеспечивая условие: $\theta_{max} < \varphi$, что соответствует допредельному состоянию грунта.

Теперь рассмотрим ту же задачу, но под фундаментом, заглубленным в грунт на величину h_3 . Известно, что заглубление фундаментов является одним из наиболее простых и эффективных мероприятий по повышению несущей способности грунта. При заглублении фундамента σ_{np} будет иметь вид:

$$\sigma_{np} = \rho (z + h_3) \quad 5.13.$$

В этом случае предыдущее выражение будет иметь вид:

$$\sin \theta_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2\rho(z + h_3)} \quad 5.14.$$

Как видно из полученного выражения, величина заглубления еще больше снижает угол $\theta_{\max}$, чем в первом случае, что дает возможность соблюсти условие $\theta_{\max} < \varphi$.

Первые два варианта касались сыпучих, в которых отсутствовала величина сцепления, т.е. $C = 0$. В большинстве же случаев грунты обладают некоторым сцеплением, что необходимо учитывать при оценке устойчивости основания сооружения. Рассмотрим случай, когда грунты характеризуются, как коэффициентом внутреннего трения ($\varphi \neq 0$), так и сцеплением ($C \neq 0$). Для этого воспользуемся искусственным приемом: заменим сцепление в грунте дополнительными силами внутреннего трения, за счет некоторого нового дополнительного заглубления h_c (рис. 5.4).

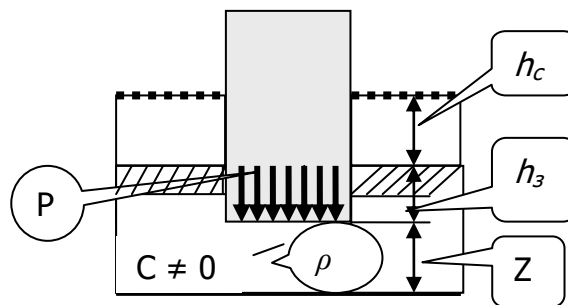


Рис. 5.4. Схема замены величины сцепления - C грунта дополнительным заглублением - h_c

Тогда, величину сцепления выразим уравнением:

$$C = \rho h_c \operatorname{tg} \varphi \quad 5.15.$$

где $\operatorname{tg} \varphi$ - коэффициент внутреннего трения грунта.

Условие прочности грунтов с учетом собственной массы, заглубления сооружения и сцепления примет вид:

$$\sin \theta_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2\rho(z + h_3 + h_c)} \quad 5.16.$$

На основании приведенных доказательств можно сделать вывод, что степень прочности грунта может быть повышена за счет увеличения заглубления фундамента и наличия сцепных свойств грунта.

Тема 6. УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ

Теоретические предпосылки. Изменение пористости дисперсных грунтов под влиянием нагрузки называют *уплотнением*. Различают уплотнение грунтов:

- 1) при кратковременном воздействии динамических нагрузок (механическое уплотнение);
- 2) при длительном действии постоянной статистической нагрузки (консолидация).

Выделяют две стадии уплотнения:

для песков:

- 1) в интервале нагрузок $0,1 \dots 10,0$ МПа - плотная упаковка за счет переориентации частиц;
- 2) в интервале нагрузок $> 10,0$ МПа - уплотнение за счет растрескивания и дробления зерен;

для глин:

- 1) уплотнение в интервале нагрузок $5,0 \dots 10,0$ МПа в результате удаления свободной и рыхлосвязанной воды;
- 2) при нагрузках $10 \dots 20$ МПа деформация кристаллических структур минеральных частиц (эта стадия начинается и характеризуется упругими деформациями).

При воздействии вертикальной нагрузки на грунт происходит переориентация взаиморасположения грунтовых частиц, сопровождающаяся сближением. А при воздействии сдвигающей нагрузки происходит сдвиг частиц, в результате которого происходит доуплотнение грунта.

Существует практический предел повышения плотности грунта. Он наступает, когда под действием нагрузки происходит максимальное сближение элементарных частиц грунта при частичном разрушении агрегатов. Максимальная плотность для данного вида грунта может быть определена из выражения:

$$\rho_{\max} = \frac{\rho_s \left(1 - \frac{V_a}{100} \right)}{1 + \frac{\rho_s W_{onm}}{\rho_w 100}} \quad 6.1.$$

где p_s - плотность частиц грунта, г/см³;

V_a - содержание воздуха в грунте при оптимальной влажности: в супеси 6...8%; суглинках 3...4%; глинах 4...5%;

W_{opt} - оптимальная влажность, %;

p_w - плотность воды.

При искусственном уплотнении грунта, вода, при ее оптимальном содержании, играет роль смазки, уменьшающей трение между частицами. При влажности выше оптимальной не только уменьшается плотность вследствие раздвижки частиц, но и существенно понижается прочность высушенных образцов. Следовательно, грунт может уплотняться: естественным путем, в течение длительного времени, искусственным путем под действием уплотняющих средств. В результате максимального уплотнения создается масса взаимно заклинившихся частиц грунта с минимальной и относительно однородной пористостью.

Определение осадки грунта при уплотнении. При уплотнении грунта происходит его сжимаемость без возможности бокового расширения, следовательно, поперечное сечение остается постоянным, а изменяется лишь величина осадки, которая отражается на изменении коэффициента пористости (рис. 6.1.).

При воздействии внешней нагрузки на изменение коэффициента пористости будет справедливо выражение:

$$\frac{1}{1+e_1} H_1 = \frac{1}{1+e_2} H_2 \quad 6.2.$$

где H_1 и e_1 - толщина рассматриваемого слоя и коэффициент пористости грунта до уплотнения;

H_2 и e_2 - после уплотнения.

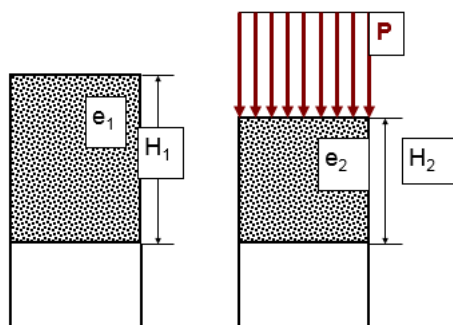


Рис. 6.1. Изменение объема грунта при воздействии нагрузки

В результате, высота грунта после уплотнения составит:

$$H_2 = H_1 \frac{1+e_2}{1+e_1} \quad 6.3.$$

Величина осадки при уплотнении составит:

$$\eta = H_1 - H_2 = H_1 - H_1 \frac{1+e_2}{1+e_1} \quad 6.4.$$

отсюда:

$$\eta = H_1 \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad 6.5.$$

где e_1 - коэффициент пористости грунта при давлении от собственного веса P_1 ;

e_2 - коэффициент пористости после уплотнения под давлением P_2 .

Величина уплотнения, соответствующая определенной осадке, равна отношению изменению коэффициента пористости слоя грунта, равного его начальной толщине (до уплотнения).

Стандартное уплотнение грунта. Сущность метода стандартного уплотнения грунта заключается в послойном уплотнении грунта в стальном сосуде определенных размеров при помощи падающей гири. Впервые инженер Р. Проктор в 1933 году предложил, ставший впоследствии стандартным, метод определения оптимальной влажности и максимальной плотности. Позже эти испытания стали называть «по Проктору».

В настоящее время во многих странах применяется метод AASHO, разработанный Американской ассоциацией государственных служащих автомобильных дорог. Отличие зарубежных методов стандартного уплотнения от метода Союздорнии заключается в следующем.

1. Диаметр трамбовки по Проктору соответствует половине диаметра уплотняемого образца, а в приборе Союздорнии всему диаметру (рис. 6.2.). Поэтому, в приборе Проктора уплотнение образца ведется трамбованием с перемещением трамбовки по поверхности грунта. Смещение приводит к тому, что каждый последующий удар трамбовки перекрывает отпечаток предыдущего следа на половину его площади.

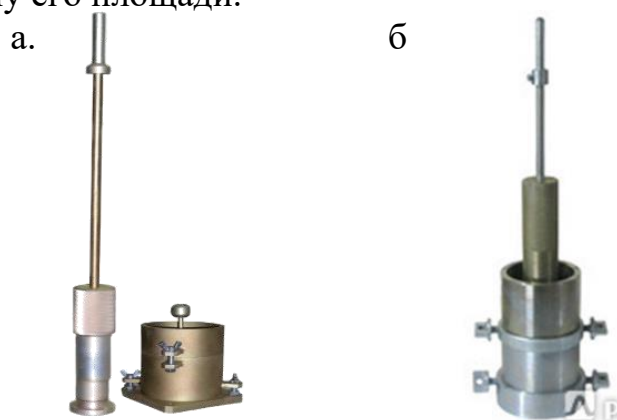


Рис. 6.2. Приборы для стандартного уплотнения:
а - по Проктору, б – Союздорнии

В методе AASHTO также существуют различия между стандартным методом Проктора и модифицированным. Это касается следующих характеристик: масса трамбовки (2,49 кг и 4,54 кг соответственно для методов), высота падения груза (305 см и 457 см), количество уплотняемых слоев (3 и 5 соответственно).

2. В приборе Союздорнии уплотнение осуществляется по схеме компрессионного прибора, т.е. по всей площади образца без возможности бокового выпора.

Уплотнение грунта этими приборами позволяет получить различные значения максимальной плотности грунта и оптимальной влажности (табл. 6.1.).

Таблица 6.1.

Результаты уплотнения грунта

Разновидность грунта	Метод уплотнения					
	ГОСТ 22733-2002 (Союздорнии)		DIN 18127:1993 (Германия))			
			Стандартный		Модифицированный	
	$\rho_{\max},$ г/см ³	$W_{\text{опт}},$ %	$\rho_{\max},$ г/см ³	$W_{\text{опт}},$ %	$\rho_{\max},$ г/см ³	$W_{\text{опт}},$ %
Песок мелкий	$\frac{1,69}{1,00}$	$\frac{13,3}{1,0}$	$\frac{1,69}{1,00}$	$\frac{13,3}{1,0}$	$\frac{1,73}{1,02}$	$\frac{11,50}{0,87}$
Супесь легкая	$\frac{1,96}{1,01}$	$\frac{9,90}{0,98}$	$\frac{1,94}{1,00}$	$\frac{10,2}{1,0}$	$\frac{2,07}{1,06}$	$\frac{8,20}{0,80}$
Суглинок тяжелый пылеватый	$\frac{1,85}{1,04}$	$\frac{15,6}{0,97}$	$\frac{1,78}{1,00}$	$\frac{16,0}{1,00}$	$\frac{1,96}{1,10}$	$\frac{13,60}{0,85}$
Глина пылеватая	$\frac{1,72}{1,03}$	$\frac{17,2}{0,98}$	$\frac{1,68}{1,00}$	$\frac{17,5}{1,00}$	$\frac{1,84}{1,09}$	$\frac{15,00}{0,86}$

Примечание. В числителе приведены значения плотности и влажности, в знаменателе – коэффициент приведения к значению для стандартного метода Проктора

Полученные данные свидетельствуют:

1) для песка мелкого максимальная плотность, полученная методом Союздорнии идентична данным, полученным стандартным методом Проктора, но ниже данных, полученных модифицированным методом. Большая максимальная плотность в модифицированном методе получена с меньшим значением оптимальной влажности;

2) для супеси легкой, суглинка тяжелого пылеватого и глины пылеватой. Максимальная плотность несколько выше, полученная методом Союздорнии, чем стандартным методом Проктора, но ниже данных модифицированного метода, полученных при меньших значениях оптимальной влажности.

На основании полученных данных можно сделать следующие выводы. Максимальная плотность грунта по модифицированному методу Проктора (метод AASHTO) в 1,02...1,1 раза выше, чем по стандартному методу Проктора. По сравнению с методом Союздорнии превышение составляет 1,02 для песков и 1,05...1,06 для супесей, суглинков и глин.

Показатели уплотнения грунтов в дорожном строительстве. В проектах производства работ (ППР) предусматривают работы по уплотнению грунтов, укладываемых в тело земляных сооружений, а также грунтов, находящихся в активной зоне основания сооружения.

Степень уплотнения грунтов регламентируется следующими коэффициентами (табл. 6.2.):

- требуемым коэффициентом уплотнения;
- коэффициентом фактического уплотнения;
- коэффициентом относительного уплотнения.

Таблица 6.2.

Коэффициенты уплотнения

Наименование коэффициента	Формула определения	Оценка степени уплотнения
Требуемый коэффициент уплотнения	$K_{тр} = \frac{\rho_{d\ tr}}{\rho_{d\ max}}$	Требуемая плотность в теле насыпи
Коэффициент фактического уплотнения	$K_{факт. \ упл.} = \frac{\rho_{d\ нас.}}{\rho_{d\ max}}$	Фактическая плотность при длительной эксплуатации земляного полотна
Коэффициент относительного уплотнения	$K_{отн} = \frac{\rho_{d\ tr}}{\rho_{d\ рез}}$	Фактический объем грунта для насыпи

При отсыпке насыпи земляного полотна автомобильной дороги нормативные документы регламентируют плотность, которую необходимо достигнуть средствами уплотнения (катками, плитами, трамбовками). Эта плотность (*требуемая плотность* - $\rho_{d\ tr}$) определяется из выражения:

$$\rho_{d\ tr} = K_{тр} \rho_{d\ max} \quad 6.6.$$

где $K_{тр}$ - требуемое значение коэффициента уплотнения грунта земляного сооружения (табл. 6.3);

$\rho_{d\ max}$ - максимальная плотность сухого грунта, определяемая методом стандартного уплотнения по ГОСТ 22733-2016.

В процессе длительной эксплуатации насыпи земляного полотна или в свежесыпанной насыпи, плотность грунта приобретает определенное состояние, которое оценивается *коэффициентом фактического уплотнения* (табл. 6.2.).

При уплотнении грунта необходимо соблюдать условие:

$$K_{факт. \ упл.} \geq K_{тр} \quad 6.7.$$

Таблица 6.3.

Минимальные значения требуемого коэффициента уплотнения грунта
(приложение. П 2-02 к СНиП 3.06.03-85)

Виды земляного полотна	Часть земляного полотна	Глубина расположения слоя от поверхности покрытия, м	Значение коэффициента уплотнения во П дорожно-климатической зоне	
			усовершенствованные капитальные покрытия	усовершенствованные облегченные и переходные покрытия
Насыпи	Верхняя	До 1,5	1,00...0,99	1...0,98
	Нижняя неподтопляемая	1,5...6,0	0,95	0,95
		Более 6,0	0,98	0,95
Выемки и естественные основания низких насыпей	Нижняя подтопляемая	1,5...6,0 Более 6,0	0,98...0,95 0,98	0,95 0,95
	В слое сезонного промерзания	До 1,2	1,00...0,99	1,...0,98
	Ниже слоя сезонного промерзания	До 1,2	0,95	0,95...0,92

В настоящее время существует большое количество высоко эффективной уплотняющей техники, с помощью которой можно получить плотность выше, чем плотность грунта в притрассовом резерве, находящегося в естественном состоянии. При отсыпке насыпи из резерва, грунт в насыпи занимает меньший объем, чем занимал в резерве, что учитывается через *коэффициент относительного уплотнения*. Расчет фактического объема грунта в насыпи, в таком случае, ведется согласно выражению:

$$V_{н\text{ факт}} = V_{н} K_{отн} \quad 6.8.$$

где $V_{н}$ - объем проектируемой насыпи, м³;

$K_{отн}$ - коэффициент относительного уплотнения грунта в теле насыпи.

Вибрационное и динамическое уплотнение. Воздействие колебаний на грунт снижает его сопротивление нагрузкам. При вибрировании внутреннее трение в грунтах может настолько снизиться, что грунт будет вести себя как вязкая жидкость. В этом случае предметы с плотностью большей (галька, гравий), чем у грунта, при вибрировании будут погружаться в грунт, а более лег-

кие всплывать на его поверхность. При действии вибрации на несвязные грунты происходит их уплотнение.

Тяжёлые уплотнительные агрегаты (9...25 т) применяются для уплотнения связанных материалов (суглинков, глина), при значительной высоте насыпаемого материала более 40 см, а также материалов с большим диаметром зёрен, например, скальные горные породы. Для уплотнения связанных грунтов применяется высокая амплитуда (1,0...1,9 мм) и низкая частота вибрации (25...35 Гц).

Более лёгкие уплотнительные агрегаты (< 9 т) применяются для уплотнения несвязанных материалов (гравийные смеси, песок) толщиной менее 40 см. При этом вибратор работает с низкой амплитудой колебаний (< 1,0 мм) и высокой их частотой (35...45 Гц).

Зная начальный коэффициент пористости грунтов e_1 и коэффициент пористости e_i , который может получить грунт в результате динамического воздействия, можно вывести *модуль виброкомпрессионного уплотнения*:

$$e_{p \text{ дин}} = 1000 \frac{e_1 - e_i}{1 + e_1} \quad 6.9.$$

Большими преимуществами обладает осцилляторная система уплотнения (рис.6.3.).

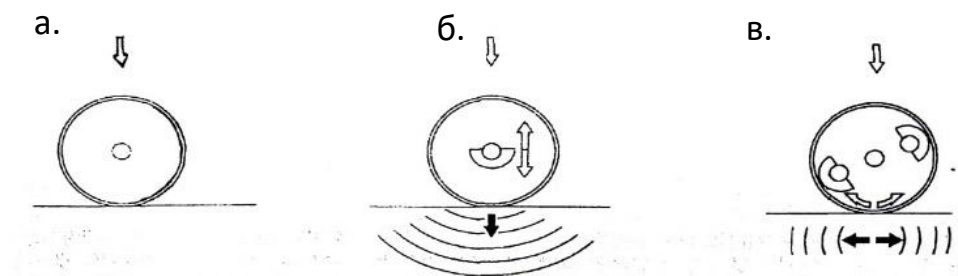


Рис. 6.3. Схемы уплотнения грунта:
а – статика; б – вибрация; в – осцилляция

Преимущества осцилляторных катков по сравнению с другими заключается в том, что уплотнение происходит благодаря комбинации статической нагрузки и воздействию горизонтальных сил на материал; при этом бандаж постоянно прилегает к поверхности, благодаря чему требуемая плотность достигается быстрее. Осцилляторное уплотнение подходит для всех материалов и слоев различной толщины, в особенности при эффективном уплотнении асфальтобетонных покрытий.

Тема 7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДОК СООРУЖЕНИЙ

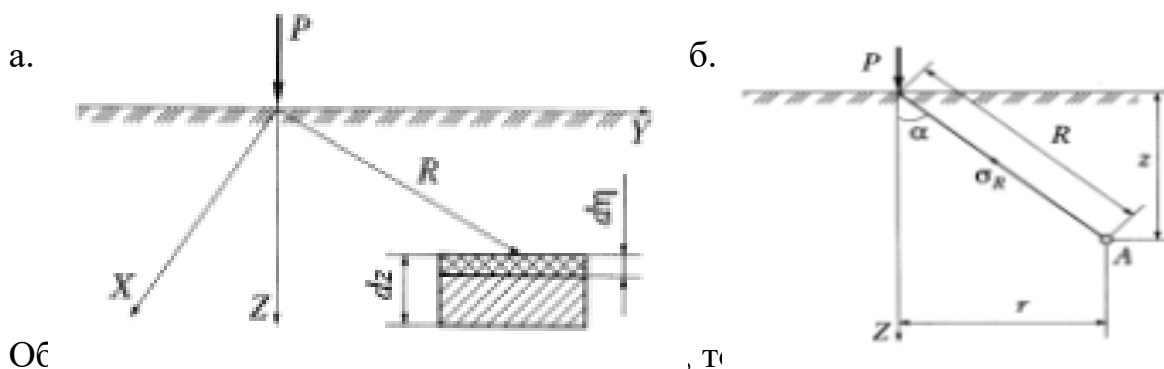
Осадка однородного грунта. Однородным называется грунт, который состоит из минеральных частиц с постоянным гранулометрическим составом, ха-

характеризуемым показателем максимальной неоднородности - U_{max} меньше четырех, и постоянными физико-механическими свойствами, у которых модуль деформации - E_0 не отличается по точкам испытания более чем в два раза.

Неравномерные осадки земляного полотна приводят к появлению неровностей на поверхности дороги. Различают следующие виды вертикальных деформаций дорожной конструкции:

- 1) осадки, связанные с уплотнением;
- 2) просадки, связанные с замачиванием или оттаиванием грунта;
- 3) оседание, вызванное разработкой полезных ископаемых;
- 4) пучение, возникшее при набухании грунтов, связанное с увлажнением при зимнем влагонакоплении.

Уплотнение грунта приводит к его осадке, поэтому рассмотрим вычисление осадок по формулам теории линейно деформируемых тел для пространственной задачи (рис. 7.1.а.).



средоточенной силы P . Вертикальная деформация элементарного объема линейно деформируемого грунта толщиной dz , расположенного на глубине z от поверхности массива, описывается уравнением:

$$d\eta = \frac{dz}{E} \left[\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y) \right] \quad 7.1.$$

где E - модуль деформации грунта;

ν - коэффициент Пуассона;

$\sigma_z, \sigma_x, \sigma_y$ - напряжения, действующие по осям z, x, y .

Для дальнейшего расчета применим формулу Буссинеска (выражение 7.2), выведенную для определения напряжений от сосредоточенной силы, приложенной к однородному линейно-деформируемому массиву грунта (рис. 7.1.б.):

$$\sigma_R = \frac{3P \cos \alpha}{2\pi R^2} \quad 7.2.$$

где σ_R - напряжение в точке A , характеризуемое реакцией σ_R ;

P - приложенная сосредоточенная сила;

α - угол отклонения σ_R от оси z ;

R – расстояние от точки A до точки приложения силы P .

С использованием формулы Буссинеска получены выражения для расчета нормальных напряжений для пространственной задачи (выражение 7.1.):

$$\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5} \quad \sigma_x = \frac{3Px^3}{2\pi R^5} \quad \sigma_y = \frac{3Py^3}{2\pi R^5} \quad 7.3.$$

где z, x, y – координаты точки A ;

R – радиус-вектор, определяемый из выражения:

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \quad 7.4.$$

Подставив значения $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ и проинтегрировав выражение 7.1., получим:

$$\eta = \frac{P(1-\nu^2)}{2\pi E} \left(\frac{2}{R} + \frac{1}{1-\nu} \frac{z^2}{R^3} \right) \quad 7.5.$$

Это выражение характеризует *осадку для любой точки однородного грунта*.

Для точек, расположенных на поверхности грунта, при $z = 0$ выражение 7.5. примет вид:

$$\eta = \frac{P(1-\nu^2)}{\pi E R} = \frac{P}{\pi R C_y} \quad 7.6.$$

где η – осадка грунтового массива, м;

P – нагрузка, кН;

R – расстояние рассматриваемой точки грунтового массива от точки приложения силы P , м;

C_y – коэффициент упругого полупространства, Н/м².

Под *упругим полупространством* понимают однородное упругое тело, ограниченное с поверхности плоскостью и беспредельно простирающееся под этой плоскостью во всех направлениях. *Коэффициент упругого полупространства* определяют из выражения:

$$C_y = \frac{E_y}{1-\nu^2} \quad 7.7.$$

где E_y – модуль упругости грунта, Па;

ν – коэффициент Пуассона.

Выражение 7.6. выведено для осадки поверхности грунта, причем оно справедливо для точек, расположенных на некотором удалении от места при-

ложения силы P , поскольку при $R = 0$, η - осадка обращается в бесконечно большую величину. На основании выражения 7.6., выведены формулы для осадок гибких и жестких загруженных площадок. Осадка гибкой круглой площадки радиусом R , равным радиусу круга, эквивалентного отпечатку колеса автомобиля, в центре:

$$\eta_c = \frac{2PR}{C_y} \quad 7.8.$$

на окружности:

$$\eta_R = \frac{4PR}{\pi C_y} \quad 7.9.$$

Полученные выражения свидетельствуют, что осадка под центром круглой гибкой площадки больше чем на периметре окружности.

Осадка массива, включающего несколько пластов. Чаще всего грунтовое основание представляет собой залегание нескольких пластов различного грунта, отличающегося друг от друга прочностными показателями (например, модулем деформации). В этом случае осадку грунта необходимо определять для каждого слоя грунта, а общая осадка будет равна сумме осадок всех пластов. Такой метод носит название *послойного суммирования*, который позволяет учесть неоднородность грунта по глубине. Общую осадку неоднородного грунта по глубине находят суммированием деформаций слоев, в пределах которых модуль деформации может быть принят постоянным. В этом случае криволинейную эпюру распределения напряжений заменяют ступенчатой, ведя расчет в пределах каждого слоя (рис. 7.2.).

Если грунтовый массив состоит из нескольких слоев грунта с различной плотностью и степенью сжимаемости (модулем осадки), то полная осадка будет равна:

$$\eta_{oc} = \sum_{i=1}^{i=n} \eta_{cl\ i} \quad 7.10.$$

где $\eta_{cl\ i}$ – осадка некоторого слоя мощностью h_i , которую определяют из выражения:

$$\eta_{cl\ i} = l_0 h_i \quad 7.11.$$

где l_0 - относительная деформация слоя по оси Z , которая зависит от величины вертикального сжимающего напряжения и определяется по закону Гука:

$$l_0 = \frac{\sigma_z}{E_o} \quad 7.12.$$

где E_o – модуль общей деформации, характеризующий грунт, расположенный на глубине - z .

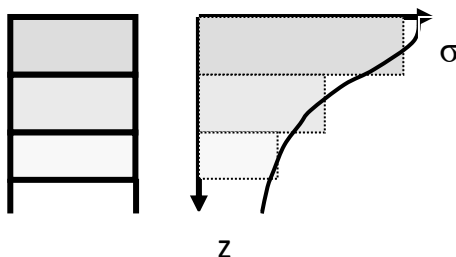


Рис. 7.2. Эпюры изменения напряжения по глубине для многослойной системы

Осадка грунта в общем виде, согласно выражению 7.1., определяется из уравнения:

$$\eta = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)}{E_i} \quad 7.13.$$

При определении осадок на насыпных грунтах необходимо учитывать нелинейность деформации, характеризующую компрессионной кривой, которая может быть описана логарифмическим уравнением:

$$e_2 = e_0 - \frac{2,3}{B} \lg P \quad 7.14.$$

где e_2 - коэффициент пористости при нагрузке P ;

e_0 - коэффициент пористости при $P = 0,001$ МПа (для мелких песков и супесей $e_0 = 0,4 \dots 0,5$; для суглинков и глин $e_0 > 0,65$);

B - безразмерный коэффициент, характеризующий сжимаемость грунта и не зависящий от нагрузки (для мелких песков и супесей $B = 25 \dots 75$; для суглинков и глин $B = 10 \dots 15$).

Подставляем это уравнение (7.14.) в величину осадки (выражение 6.5. Тема 6 «Уплотнение грунта») и приняв во внимание, что общая осадка равна сумме осадок отдельных слоев, получаем:

$$\eta = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{2,3 H_i}{B_i (1 + e_1)} \lg \frac{P_2}{P_1} \quad 7.15.$$

где H_i - толщина отдельных слоев;

P_2 – давление уплотнения в результате которого грунт приобретает коэффициент пористости равный e_2 ;

P_1 – давление от собственного веса грунта, при котором грунт характеризуется коэффициентом пористости e_1 .

Это выражение (7.15) выведено для осадки многослойного грунтового массива, получаемой в результате уплотнения.

Осадка глинистых грунтов во времени. Для одномерной задачи осадка слоя грунта мощностью h определяется из выражения:

$$\eta_{сл} = e_p \frac{h}{p} \quad 7.16.$$

где e_p – модуль осадки.

Определение времени полной осадки одного и того же грунта, находящегося в одинаковых условиях, но в пластах различной мощности H и h , вычисляют по следующей зависимости:

$$T = t \times \left(\frac{H}{h} \right)^n \quad 7.17.$$

где T – время, необходимое для консолидации глинистого грунта под заданной нагрузкой мощностью H ;

t – время, необходимое для консолидации того же грунта, но мощностью h ;

n – показатель консолидации, отражающий условия уплотнения данного грунта в соответствии с его составом и состоянием.

Значение показателя консолидации находится в пределах $0 \leq n \leq 2$ и зависит от консистенции грунта, состава грунта по числу пластичности и его влажности. Показатель $n = 2$ относится к текучей консистенции, $n = 1,5$ – к тугопластичной, $n = 0$ – к твердой консистенции грунта.

Прогноз величины осадки земляного полотна на слабом основании. Величину погружения насыпи в болотную залежь (осадку насыпи) определяют по формуле:

$$\eta_{общ} = \eta_{сж} + \eta_B \quad 7.18.$$

где $\eta_{общ}$ – общая осадка насыпи;

$\eta_{сж}$ – осадка сжимающихся (уплотняющихся) слоев болотной залежи;

η_B – осадка отдавливаемых слоев болотной залежи, происходящая за счет выдавливания (выпора) слабых грунтов при любой скорости отсыпки.

Осадка насыпи за счет сжатия болотной залежи:

$$\eta_{сж} = \ell_{о.сж} (H - \eta_B) \quad 7.19.$$

где $\ell_{о.сж}$ – относительная деформация при осадке $\eta_{сж}$.

Осадка насыпи за счет выдавливания болотной залежи:

$$\eta_B = l_{o.B} H \quad 7.20.$$

$\ell_{o.в.}$ – относительная деформация для осадки $\eta_{в.}$;

H – толщина болотной залежи.

При относительной мощности слабого основания $H/B_1 < 0,5$ (H – мощность слабых грунтов, B_1 – ширина насыпи по подошве) вертикальные напряжения по глубине принимают постоянными. Значение напряжений для всей мощности залежи, в этом случае, принимают равными расчетной нагрузке $P_{расч.}$. Расчетную нагрузку $P_{расч.}$, действующую на болотную залежь от массы возводимой насыпи, определяют:

$$P_{расч} = K_0 l_{o.сж} + P_0 \quad 7.21.$$

где K_0 – коэффициент, учитывающий выдавливание грунта, расположенного ниже уровня грунтовых вод;

$\ell_{o.сж}$ – относительная осадка сжатия основания, определяемая из выражения 7.23;

P_0 – нагрузка от давления грунта, расположенного выше и ниже уровня грунтовых вод.

Коэффициент, учитывающий выдавливание грунта, расположенного ниже уровня грунтовых вод, определяемый из выражения:

$$K_0 = \rho_{взв} H (1 - l_{o.B}) \quad 7.22.$$

где $\rho_{взв}$ – плотность грунта насыпи, расположенного ниже уровня грунтовых вод;

H – глубина болота;

$\ell_{o.в.}$ – относительная деформация выдавливания слабого грунта, определяемая из выражения 7.20;

Относительная осадка сжатия основания определяется из выражения:

$$l_{o.сж} = \frac{\eta_{сж}}{H - \eta_B} \quad 7.23.$$

где $\eta_{сж}$ – осадка насыпи за счет сжатия, выражение 7.19;

$\eta_{в.}$ – осадка насыпи за счет выдавливания, выражение 7.20.

Нагрузка от давления грунта, расположенного выше и ниже уровня грунтовых вод.

$$P_0 = \rho(h + h_{ГВ}) + \rho_{взв} (H l_{o.в.} - h_{ГВ}) \quad 7.24.$$

где ρ – плотности грунта насыпи, расположенного выше уровня грунтовых вод;

h – проектная высота насыпи (рабочая отметка);

$h_{ГВ}$ – расстояние от поверхности болота до горизонта грунтовых вод.

Искусственное уплотнение – это механический способ уменьшения пустот в грунтах под действием кратковременно прилагаемых динамических нагрузок.

Раздел III ПРОЧНОСТЬ ГРУНТОВ

Тема 8. НАПРЯЖЕНИЯ В ГРУНТАХ

Понятие о величине напряжения. Давление от нагрузки, приложенной к поверхности грунтового массива, передается в грунте частицами через точки контакта, распределяясь по мере углубления в грунт на все большую площадь. Нагрузка, приложенная к верхней частице, передается на нижние в соответствии с числом контактов, причем величина давления на нижние частицы от внешней нагрузки будет постоянно уменьшаться (рис. 8.1).

Рассмотрим ту же модель, но уже без нагрузки. В этом случае давление на нижележащие частицы от вышележащих будет постоянно увеличиваться по мере заглубления. Как видно из эпюр, напряжения от внешней нагрузки с глубиной затухают, от собственного веса – возрастают.

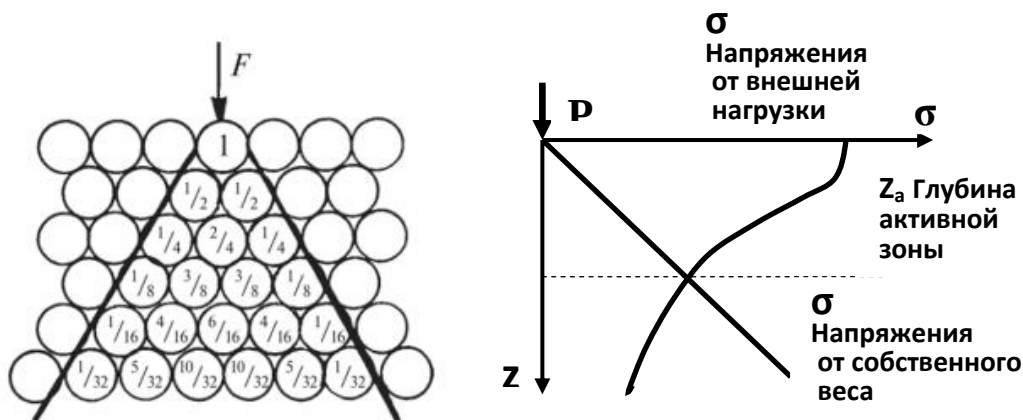


Рис. 8.1. Распределение напряжения в грунтах от внешней нагрузки:
а – передача частицам внешнего усилия; б – эпюры напряжений

Действующие в грунтах реальные силы, приложенные к отдельным грунтовым частицам, заменяют воображаемыми. Величину этих сил, отнесенных к единице площади сечения, принимают за *величину напряжений* в грунте.

Контактными напряжениями называют напряжения на контакте поверхности основания с нижней поверхностью конструкции, через которую передается нагрузка. Земляное полотно характеризуется двумя контактными поверхностями:

- нижняя контактная поверхность - это плоскость насыпи, лежащая на естественном основании, учитывается при изучении напряжений, возникающих в естественном грунтовом основании от веса насыпи;

- верхняя контактная поверхность – верхняя плоскость земляного полотна, контактирующая с дорожной одеждой, учитывается при передаче напряжения от внешней нагрузки на земляное полотно через дорожную одежду.

На земляное полотно автомобильных дорог действуют: динамические нагрузки от подвижного состава, статические от собственный вес грунта.

Давление, действующее на естественное грунтовое основание со стороны насыпи земляного полотна или со стороны колеса автомобиля, вызывает возникновение напряжения. Другими словами, *давление* - это сила на площадь.

Напряжения от собственного веса грунта определяются на основании следующих гипотез:

1) напряженным состоянием грунта при действии его собственного веса является осесимметричное компрессионное сжатие (рис. 8.2.а);

2) вертикальные напряжения в грунте определяются суммированием напряжений от веса элементарных слоев грунта (рис. 8.2.б);

3) грунт, находящийся ниже уровня грунтовых вод, испытывает взвешивающее действие воды;

4) слой грунта, находящийся ниже водоносного слоя, называется водоупором и испытывает на своей поверхности гидростатическое давление водяного столба (рис. 8.2.в).

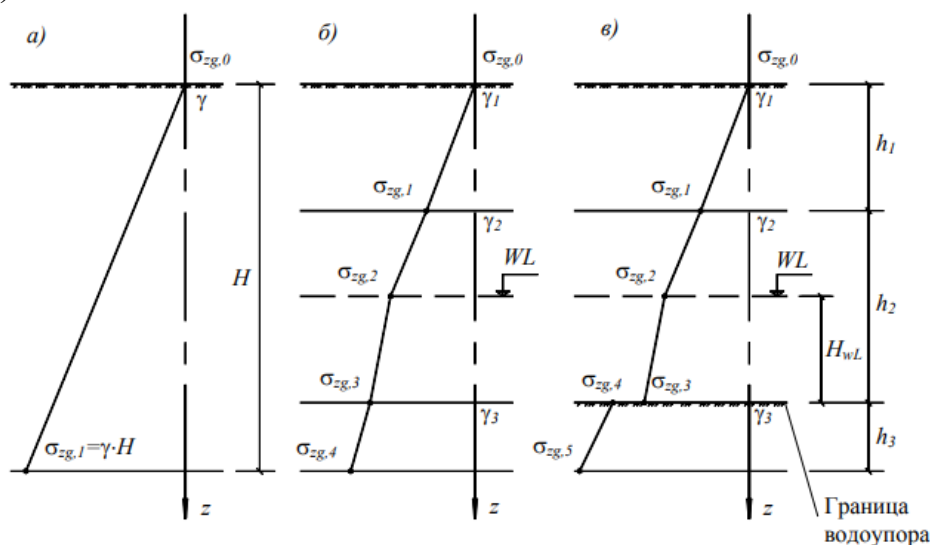


Рис. 8.2. Эпюры распределения давлений от собственного веса
а) однородный грунт, б) грунт из трех слоев с уровнем грунтовых вод
в) грунт из трех слоев с водоупором

Нормальные и касательные напряжения. Под действием внешних нагрузок в земляном полотне (в грунтах) возникают деформации сжатия и сдвига. Рассмотрим напряжения, действующие в зоне контакта двух частиц при условии плоской задачи, которые раскладываются на две составляющие (рис. 3.1):

1) нормальное напряжение - σ , действующее перпендикулярно к рассматриваемой площадке контакта;

2) касательное напряжение - τ , действующее в плоскости площадки

Имея две составляющие, можно получить результирующее напряжение или полное – $\sigma_{\text{полн}}$, действующее на рассматриваемую площадку. Угол отклонения полного напряжения от нормали обозначают через - θ . Рассматривая прямоугольный треугольник, можно записать:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\tau}{\sigma} \quad 8.1.$$

Нормальные напряжения (σ) вызывают линейные деформации (ℓ), которые могут быть положительными (сжатие) или отрицательными (растяжение). Компоненты нормальных напряжений для пространственной задачи ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$) вызывают соответствующие компоненты линейных (ℓ_x, ℓ_y, ℓ_z) деформаций.

Касательные напряжения (τ) вызывают сдвиговые деформации (ε). Компоненты касательных напряжений в пространственной задаче ($\tau_{xy}=\tau_{yx}; \tau_{yz}=\tau_{zy}; \tau_{zx}=\tau_{xz}$) вызывают компоненты сдвиговых деформаций ($\varepsilon_{xy}=\varepsilon_{yx}; \varepsilon_{yz}=\varepsilon_{zy}; \varepsilon_{zx}=\varepsilon_{xz}$).

Одной из основных задач в механике грунтов является установление для грунта зависимости между напряжениями и соответствующими им деформациями, т. е. установление функций вида $\ell = f(\sigma); \varepsilon = f(\tau)$.

В общем случае эти функции являются нелинейными и зависят от большого числа факторов, поэтому не существует универсальных уравнений, описывающих эти взаимосвязи, которые обычно устанавливаются опытным путём. Однако, для частных случаев эти зависимости являются линейными и описываются простыми линейными уравнениями, известными в механике грунтов как Закон Гука.

Определение напряжений для плоской задачи. Изучение зависимостей между напряжениями и величинами деформаций в механике грунтов идет от простого к сложному. Простое рассмотрение процессов соответствует плоской задаче, например, действие напряжений между двумя частицами. *Плоская задача* - это когда напряжения распределяются в плоскости чертежа, а в перпендикулярном направлении они равны нулю или имеют постоянное значение.

Рассмотрим пример (рис. 8.3.). На грунтовое основание действует равномерно распределенная нагрузка – P_0 (колесо автомобиля). Проведем через середину равномерно распределенной нагрузки плоскую систему координат YZ . Возьмём любую точку в грунтовом массиве, например, точку – A , которая находится на определенной глубине и не расположена на оси Z . В точке A под действием нагрузки возникают напряжения. Поскольку в плоской задаче имеют место только две оси Y и Z , изобразим действие напряжений только на две взаимно-перпендикулярные плоскости. В результате точку A изобразим в виде треугольника, на горизонтальную плоскость которого действуют напряжения:

нормальное – σ_z и касательное – τ_{yz} , на вертикальную плоскость, соответственно, σ_y и τ_{zy} .

Для однородного грунта продолжим построение расчетной схемы.

1. Соединяем точку A с концами равномерно распределенной нагрузки и проводим перпендикуляр к горизонтальной плоскости точки A . Получаем углы:

- α – угол видимости;
- $\alpha/2$ – половина угла видимости;
- δ – угол между биссектрисой угла видимости и перпендикуляром к горизонтальной поверхности точки A ;
- δ^1 – угол между перпендикуляром и крайним лучом угла видимости.

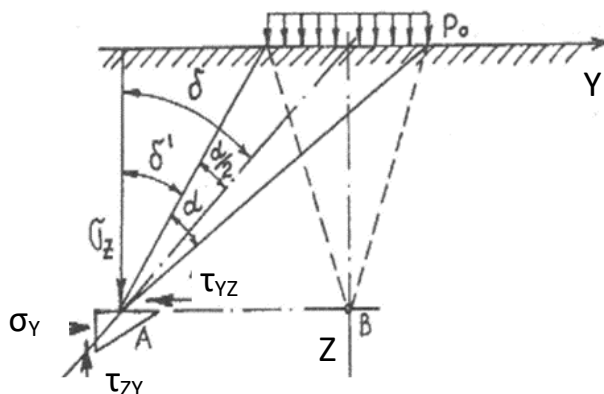


Рис. 8.3. Схема действия напряжений для плоской задачи

Составляющие напряжений в условиях плоской задачи определяют из выражений:

$$\begin{cases} \sigma_z = \frac{P_0}{\pi} (\alpha + \sin \alpha \times \cos 2\delta) \\ \sigma_y = \frac{P_0}{\pi} (\alpha - \sin \alpha \times \cos 2\delta) \\ \tau_{zy} = \tau_{yz} = \frac{P_0}{\pi} \sin \alpha \times \sin 2\delta \end{cases} \quad 8.2.$$

Рассмотрим, как изменятся величины напряжений для точек, лежащих на оси симметрии равномерно распределенной нагрузки т.е. на оси Z . Для этого переместим рассматриваемую точку A в точку B , расположенную на вертикальной оси при неизменной вертикальной координате. Для точки B изменяются значения углов δ и δ^1 . Если рассматриваемая точка A будет лежать на оси Z , то $\delta = 0$, $\cos 0 = 1$, $\sin 0 = 0$. При подстановке значений углов, система выражений 8.2., для определения главных напряжений, примет вид:

$$\begin{cases} \sigma_z = \frac{p_0}{\pi}(\alpha + \sin \alpha) \\ \sigma_y = \frac{p_0}{\pi}(\alpha - \sin \alpha) \\ \tau_{zy} = \tau_{yz} = 0 \end{cases} \quad 8.3.$$

Напряжения σ_z и σ_y будут характеризоваться как *главные* взаимно перпендикулярные, одно из которых большее – σ_z , а другое меньшее – σ_y .

Условие равновесия. Формула Буссинеска. Заменим в предыдущей схеме равномерно распределенную нагрузку сосредоточенной силой – P (рис.8.4.).

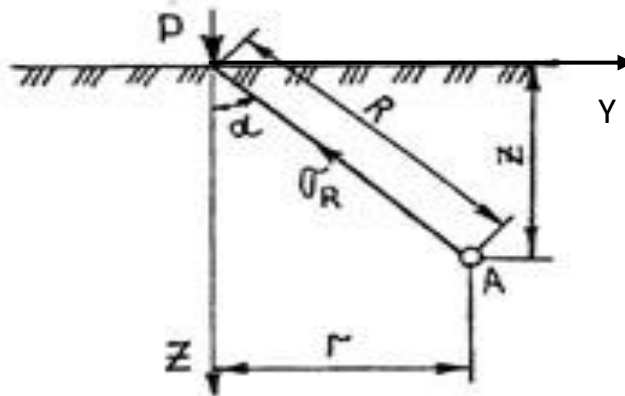


Рис. 8.4. Расчетная схема для вывода формулы Буссинеска

Через точку приложения силы P проведем координатные оси YZ . Возьмем в грунтовом массиве произвольную точку A , координаты которой r и z . Под действием силы P в грунте возникнет напряженное состояние, которое выразится в виде реакции точки A на действие силы P . Эта реакция – σ_R будет действовать по линии, соединяющей точку A с точкой приложения силы P и направлена к силе P . Расстояние от точки A до точки приложения силы P обозначим через R . Угол отклонения реакции – σ_R от оси Z обозначим – α . Следует отметить, что все точки равноудаленные от точки приложения силы P , будут характеризоваться различными напряжениями, изменяющимися от нуля – у поверхности грунта, до максимального значения по оси Z (рис. 8.5.).

Для вывода формулы Буссинеска принимают *постулат*, который представляет собой утверждение, не требующее доказательств, и служащее основой для построения какой-либо научной теории. Такое предположение делается на основе полученных данных (например, экспериментальных) и имеющих практическое объяснение.

Постулат. Напряжение σ_R в рассматриваемой точке грунтового массива, пропорционально $\cos \alpha$ и обратно пропорционально квадрату расстояния – R^2 от точки приложения сосредоточенной силы до рассматриваемой точки. Выразим постулат математическим выражением:

$$\sigma_R = A \frac{\cos \alpha}{R^2} \quad 8.4.$$

где A - коэффициент, определяемый из условия равновесия.

Для объяснения условия равновесия проведем полукруг с центром в точке приложения силы P . Если мы определим в каждой точке полукруга величины напряжений и по ним построим эпюру изменения напряжений в точках, равноудаленных от точки приложения силы P , то эпюра покажет увеличение напряжения от нуля - у поверхности грунтового массива, до максимального значения - по оси Z (рис. 8.5.).

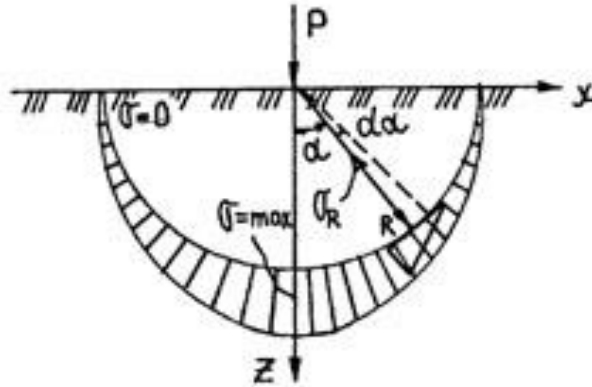


Рис. 8.5. Эпюра напряжений в точках, равноудаленных от точки приложения нагрузки

Условие равновесия заключается в том, что сумма проекций всех сил на вертикальную ось равна нулю. Это можно описать следующим выражением:

$$P - \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_R \cos \alpha \, dF = 0 \quad 8.5.$$

где dF - поверхность элементарного шарового пояса, равная:

$$dF = 2\pi (R \sin \alpha) (R \, d\alpha) \quad 8.6.$$

Подставляем величину dF в начальное уравнение (8.5.), а вместо σ_R значение постулата (8.4), получаем:

$$P - \int_0^{\frac{\pi}{2}} A \frac{\cos \alpha}{R^2} \cos \alpha \, 2\pi (R \sin \alpha) (R \, d\alpha) = 0 \quad 8.7.$$

$$P - 2\pi A \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^2 \alpha \sin \alpha \, d\alpha = 0 \quad 8.8.$$

Проинтегрировав и подставив пределы, получим:

$$P - \frac{2}{3} A \pi = 0 \quad 8.9.$$

откуда коэффициент A равен:

$$A = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi} \quad 8.10.$$

Подставив это выражение в постулат, получают выражение, названное в честь автора – *формулу Буссинеска* (выведена в 1886 г):

$$\sigma_R = \frac{3P \cos \alpha}{2\pi R^2} \quad 8.11.$$

Данное выражение выведено для условий плоской задачи. Грунт в реальном состоянии представляет собой пространственную задачу.

Определение напряжений для пространственной задачи. Пространственной называют задачу, в которой напряжения распределяются по трем плоскостям. Частица грунта, находящаяся в грунтовом массиве, воспринимает давление со всех трех сторон, по которым она имеет контакты с соседними частицами. С целью упрощения силового воздействия на частицу, рассмотрим частицу в виде куба, на которую действуют силы параллельно осям XYZ (рис. 8.6).

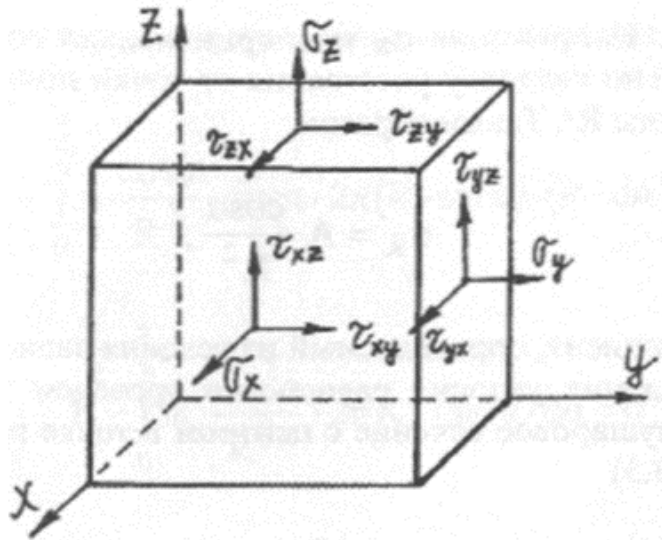


Рис. 8.6. Напряжения, действующие на грани элементарного кубика грунта

Для характеристики напряженного состояния грунтового массива в пространственной задаче, используют следующие напряжения:

σ_z – вертикальное нормальное напряжение, действующее параллельно оси Z;

σ_x, σ_y – горизонтальные нормальные напряжения, действующие в направлении осей X и Y;

τ_{zx} и τ_{zy} – касательные напряжения, действующие относительно оси Z;

τ_{yz} и τ_{yx} – то же относительно оси Y;

τ_{xz} и τ_{xy} – то же относительно оси X.

Для рассмотрения напряжений, действующих на грунт, представим частицу грунта в виде куба, у которого три плоскости взаимно перпендикулярны. Можно утверждать, что наибольшие напряжения будут возникать при воздействии нагрузки на горизонтальную плоскость. Расчетная схема определения напряжений, действующих на горизонтальную плоскость, от сосредоточенной силы P (рис. 8.7.) включает: нормальное напряжение – σ_z и касательные напряжения – τ_{zx} и τ_{zy} .

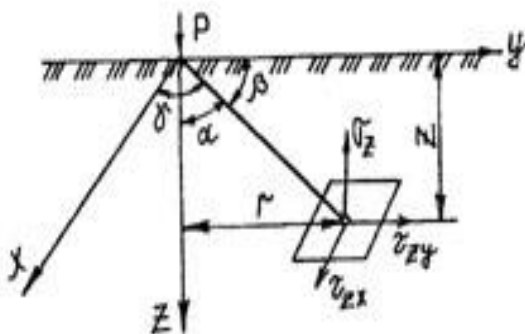


Рис. 8.7. Расчетная схема для пространственной задачи

Из формулы Ж.Буссинеска (выражение 3.11) могут быть получены выражения для определения напряжений по площадкам, перпендикулярным координатным осям XYZ, т.е. применительно к пространственной задаче. Учитывая, что напряжение σ_R по формуле Ж.Буссинеска выведена для плоской задачи, а в данном случае рассматривается пространственная задача, следовательно, выразим напряжение применительно к пространственной задаче:

$$\sigma_R^1 = \sigma_R \cos \alpha \quad \cos \alpha = \frac{Z}{R} \quad 8.12.$$

Подставив в вышеприведенную формулу значение σ_R по формуле Ж.Буссинеска и значение $\cos \alpha$, получают

$$\sigma_R^1 = \frac{3P \cos \alpha}{2\pi R^2} \frac{z}{R} = \frac{3Pz^2}{2\pi R^4} \quad 8.13.$$

Исходя из полученного выражения могут быть определены σ_z , τ_{zy} и τ_{zx} , действующие на горизонтальную площадку (рис. 8.7).

$$\begin{cases} \sigma_z = \sigma_R^1 \cos \alpha; & \cos \alpha = \frac{Z}{R} \\ \tau_{zy} = \sigma_R^1 \cos \beta; & \cos \beta = \frac{Y}{R} \\ \tau_{zx} = \sigma_R^1 \cos \gamma; & \cos \gamma = \frac{X}{R} \end{cases} \quad 8.14.$$

В результате получают вертикальное нормальное напряжение:

$$\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5} \quad 8.15.$$

и касательные напряжения:

$$\tau_{zy} = \frac{3Pyz^2}{2\pi R^5} \quad 8.16.$$

$$\tau_{zx} = \frac{3Pxz^2}{2\pi R^5} \quad 8.17.$$

Выражению для вертикальных нормальных напряжений (8.15) может быть придан более удобный вид. Учитывая, что $R = \sqrt{z^2 + r^2}$, получают:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \frac{1}{\left| 1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right|^{\frac{5}{2}}} = \frac{KP}{z^2} \quad 8.18.$$

Величина безразмерного множителя K , зависящего от отношения $\left(\frac{r}{z} \right)$, может быть определена по таблице 8.1.

Таблица 8.1.

Значения безразмерного множителя K

r/z	K	r/z	K	r/z	K	r/z	K
0,00	0,4775	0,6	0,2214	1,4	0,0317	2,8	0,0021
0,1	0,4657	0,7	0,1762	1,6	0,0200	3,1	0,0013
0,2	0,4329	0,8	0,1386	1,9	0,0105	3,3	0,0009
0,3	0,3849	0,9	0,1083	2,0	0,0085	3,5	0,0007
0,4	0,3294	1,0	0,0844	2,3	0,0048	4,9	0,0001
0,5	0,2733	1,2	0,0513	2,6	0,0029		

Таким образом, для пространственной задачи с использованием формулы Ж.Буссинеска, получены выражения для определения нормальных и касательных напряжений, действующих параллельно осям X , Y и Z .

Кривые распределения напряжений. Для характеристики напряженного состояния грунтового массива используются *кривые распределения напряжений*, представляющие собой геометрические места точек, в которых эти напряжения имеют одинаковое значение.

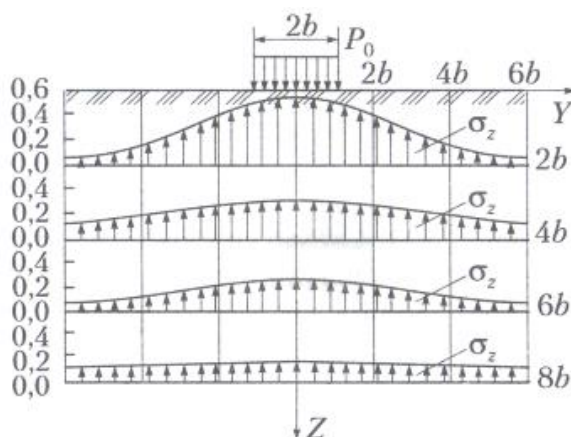
На практике наибольшее распространение получили следующие эпюры распределения напряжений:

- кривые распределения *вертикальных нормальных напряжений* - σ_z , по *горизонтальному сечению* при $Z = \text{const}$;
- кривые распределения *вертикальных нормальных напряжений* - σ_z по *глубине* при постоянном расстоянии от оси действия нагрузки, при $Y = \text{const}$;
- кривые распределения *равных нормальных напряжений* - $\sigma_z = \text{const}$;
- кривые *равных касательных напряжений* - $\tau_{yz} = \tau_{zy}$.

Графическое изображение напряженного состояния грунтовой толщи представляет собой эпюру, состоящую из координатного поля и криволинейных линий, соединяющие точки с напряжениями на определенном расстоянии от оси Y , от оси Z , и с одинаковыми значениями нормальных и касательных напряжений. Данные эпюры могут быть построены в абсолютных - Z и Y или относительных координатах - $d = Y/b$ и $v = Z/b$, с учетом ширины действия нагрузки - $2b$.

Эпюра распределения вертикальных нормальных напряжений по горизонтальному сечению - σ_z , при $Z = \text{const}$ изображена на рисунке 8.8.а. Координатное поле разбивается сечениями равными ширине равномерно распределенной нагрузки, т.е. равными $2b$. В каждом горизонтальном сечении определяются величины напряжений, которые откладываются в масштабе и соединяются плавной линией. Полученные кривые свидетельствуют, что максимальные напряжения располагаются по оси Z , по мере удаления от оси Z величина напряжения уменьшается, при переходе от сечения $2b$ к сечениям $4b$, $6b$, $8b$ напряжения также уменьшаются и в конечном итоге становятся равными постоянному значению.

а.



б

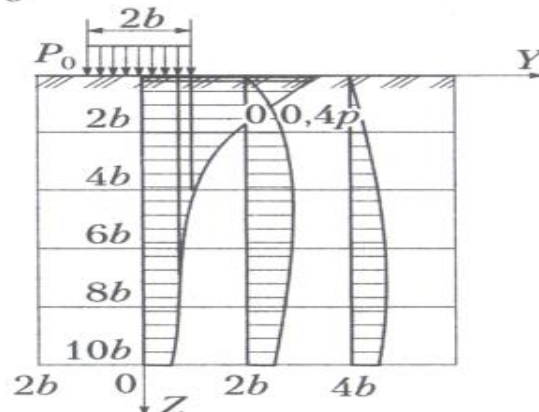


Рис. 8.8. Эпюры распределения напряжений:

а - по горизонтальному сечению, б - по вертикальному сечению

Эпюра распределения вертикальных нормальных напряжений по глубине при постоянном расстоянии от оси действия нагрузки - σ_Z , при $Y = \text{const}$ изображена на рисунке 8.8.б. Координатное поле разбивается точно так, как это сделано в первой эпюре, но напряжения определяются по вертикальному сечению. Полученные кривые показывают, что напряжения по оси Z имеют максимальное значение в точке контакта нагрузки с грунтом и с глубиной убывают. В сечении, находящемся на расстоянии $2b$ от оси Z , – на поверхности напряжения равны нулю, затем возрастают примерно до глубины $2b \dots 4b$, после чего убывают. В сечении, находящемся на расстоянии $4b$ по оси Y , напряжения изменяются от нуля до постоянного значения.

Эпюра распределения *равных нормальных напряжений* - $\sigma_Z = \text{const}$ изображена на рисунке 8.9.а. Координатное поле разбивается при таких же условиях, как и в предыдущих эпюрах, с кратность – $2b$. В вершинах каждого квадрата определяются напряжения, а затем точки с одинаковыми напряжениями соединяются плавной кривой линией. Получаем криволинейные эпюры, соединяющие концы равномерно распределенной нагрузки, причем каждая кривая показывает напряжения равные 0,1, 0,2...0,9 от максимального напряжения, свойственного для плоскости контакта нагрузки с поверхностью грунта.

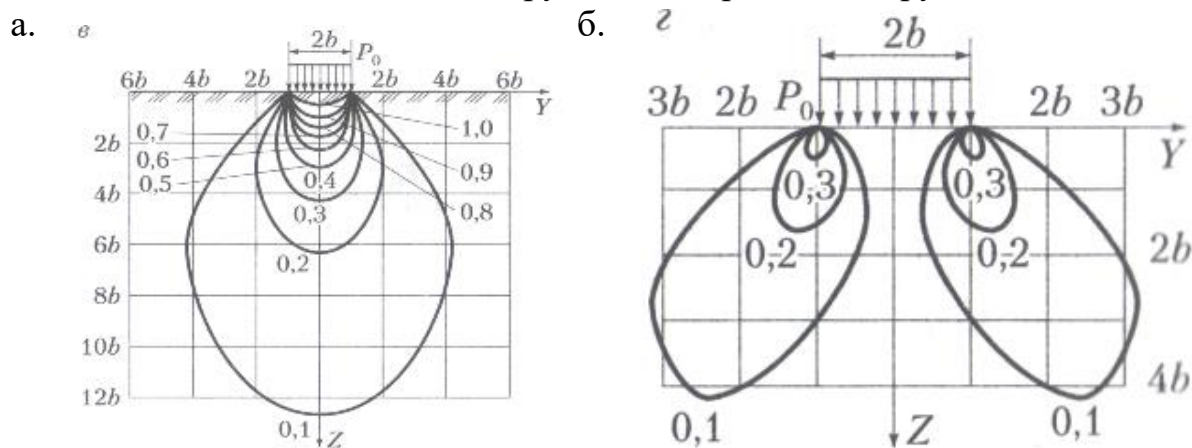


Рис. 8.9. Кривые равных нормальных (а) и касательных (б) напряжений

Эпюра распределения равных касательных напряжений $\tau_{YZ} = \tau_{ZY}$ изображена на рисунке 8.9.б. Координатное поле разбивается аналогично как для предыдущих эпюр. Касательные напряжения действуют в плоскости контакта частиц под углом 90° к нормальным напряжениям. Эти напряжения направлены на сдвиг частиц друг относительно друга, поэтому эпюры напряжений исходят и заканчиваются в одной крайней точке равномерно распределенной нагрузки, причем каждая кривая имеет наклон относительно вертикальной координате. Кривые показывают, аналогично как в предыдущих нормальных эпюрах, напряжения равные 0,1, 0,2...0,9 от максимального касательного напряжения.

Тема 9. НЕОДНОРОДНЫЕ ГРУНТЫ

Неоднородные грунты. В инженерной геологии и механике грунтов существует понятие *неоднородного* грунта. В инженерной геологии это связано с гранулометрическим составом, когда определенный объем грунта состоит из частиц различной крупности. Разделив грунт на фракции и построит суммарные кривые гранулометрического состава определяют показатели, характеризующие его однородность (степень неоднородности оценивается диаметрами d_{60} и d_{10}):

$$K_n = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad 9.1.$$

СТБ 943-2007 включает крупнообломочные грунты с песчаным или глинистым заполнителями (рис. 9.1.а.), а пылевато-глинистые грунты с включениями крупнообломочных фракций (рис. 9.1.б.) (галькой, щебнем, гравием, дресвой), которых может быть от 15 до 50 %.

Песчаные грунты классифицируются по показателю максимальной неоднородности, при значении этого показателя $U_{\max}$ более 20 песчаные грунты являются неоднородными:

$$U_{\max} = d_{50} \frac{d_{95}}{d_{05}} \quad 9.2.$$

где d_{95} , d_{50} , d_{05} – диаметры частиц, содержащихся в грунте в количестве 95, 50, 05 % соответственно.

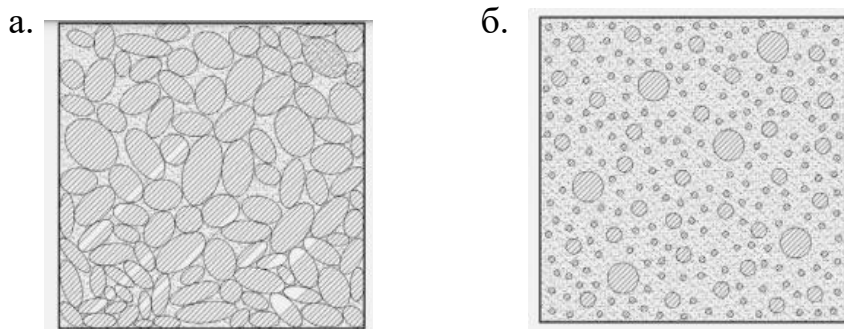


Рис. 9.1. Схемы структуры неоднородных грунтов по гранулометрии:
а. – крупнообломочного грунта с заполнителем; б – пылевато-глинистого с включениями

В механике грунтов неоднородность грунтового массива оценивается через прочностные показатели, например, через модуль деформации. Учитывая, что антропогенный покров территории Республики Беларусь сформировался в результате не менее пяти ледниковых надвигов, грунтовая толща поверхностных слоев представляет собой слоистую систему, в которой грунты чередуются в зависимости от условий формирования каждого слоя. Эти слои отличаются не

только гранулометрическим составом, но и физико-механическими свойствами, в частности одним из основных показателей, характеризующий механические свойства грунта, - модулем деформации - E_0 (табл. 9.1.).

Таблица 9.1.

Значения модуля деформации для грунтов

Вид грунта	Модуль деформации E_0 , МПа	Вид грунта	Модуль деформации E_0 , МПа
Гравелистые грунты	100...200	Супесь легкая крупная	20...50
Песок крупный	30...40	Супесь легкая	15...20
Песок средний	20...35	Супесь пылеватая	10...20
Песок мелкий	15...25	Супесь тяжелая пылеватая	10...20
Песок пылеватый	10...25	Глины мягкие	5...20
Рыхлые пески	10...15	Глины полутвердые	20...50
Плотные пески	25...100	Глины твердые	50...100

Неоднородным грунтовым основанием называют основания, состоящие из отдельных слоев, каждый из которых характеризуется модулем деформации отличным от модуля соседнего слоя более чем в 2 раза.

Такие условия могут возникнуть: когда деформируемость грунтов возрастает с глубиной; в случае залегания анизотропных грунтов или грунтов, подстилаемых недеформируемым слоем; у многослойных систем.

Неоднородность грунтов вызывает неоднородность напряженно-деформируемого состояния при трехосном сжатии, между частицами различной крупности, пустотами и дефектами в среде.

Распределение напряжений в неоднородных грунтах. Чтобы оценить напряженное состояние в неоднородных грунтах, профессор Покровский Г.И. предложил метод эквивалентного слоя, который дает возможность, при определении напряжений, привести любую многослойную систему к однослойной.

Сущность метода эквивалентного слоя заключается в замене более жесткого слоя фиктивным эквивалентным слоем грунта такой толщины, чтобы напряжения грунтового основания оставались одинаковыми.

Нарисуем расчетную схему (рис. 9.2.). На песчаном основании (нижний слой системы) лежит жесткий слой грунта мощностью h , модуль деформации которого больше чем в 2 раза модуля деформации песчаного основания.

Согласно метода Покровского Г.И., заменим жесткий слой, слоем менее жесткого грунта (фиктивным грунтом), но увеличенной мощности, с таким расчетом, чтобы масса фиктивного грунта создавала такое же напряжение на песчаный грунт, как это делает жесткий слой грунта.

Высота эквивалентного слоя:

$$h_{\text{экв}} = h_1 \sqrt[3]{\frac{E_m}{E_{\text{гр}}}} \quad 9.3.$$

где h_1 - толщина жесткого слоя;

E_m и $E_{\text{гр}}$ - модули деформации материала жесткого слоя и подстилающего грунта.

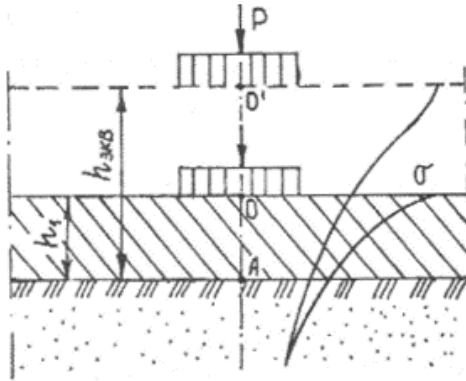


Рис. 9.2. Расчетная схема метода эквивалентного слоя

Напряжения в грунтах определяют из выражения:

$$\sigma_z = \frac{P_0}{1 + \left(\frac{h_{\text{экв}}}{d} \right)^2} \quad 9.4.$$

где P_0 - удельное давление колеса автомобиля на поверхность дороги;

d - диаметр круга, равновеликого по площади отпечатку следа колеса автомобиля.

Расчет напряжений при решении инженерных задач. В зависимости от вида нагрузки расчет напряжений проводится как для плоской, так и для пространственной задач.

Плоская задача – это задача, решаемая в плоскости чертежа. При этом нормальные напряжения рассматриваются относительно осей Y и Z . При плоской задаче. принимается допущение, что напряжения распределяются в одной плоскости, а в перпендикулярном к ней направлении равны нулю. Применяется при решении таких задач как: определение напряжений под длинными ленточными фундаментами; а также дорожными насыпями, плотинами постоянного сечения, основаниями подпорных стенок.

Пространственная задача (трехмерная) решается в аксонометрической проекции, т. е. относительно трех осей X , Y и Z . По правилам пространственной, задача решается, когда нагрузка распределена по ограниченной площадке (башмаки колон, опоры мостов круглые и прямоугольные).

Следует учитывать, что вертикальные сжимающие напряжения для условий плоской задачи распространяются на большую глубину ($\approx$ до $6b$), чем в

случае пространственной задачи ($\approx$ до $4b$), где b - половина ширины распределенной нагрузки.

Рассмотрим порядок расчета напряжений в условиях плоской задачи под ленточным фундаментом и дорожной насыпью

1. Нагрузка, равномерно распределенная по ширине полосы (ленточный фундамент).

Составляющие напряжений в условиях плоской задачи могут быть определены из выражений 8.2. Определение напряжений в грунте под нагрузкой, равномерно распределенной по ширине полосы для точек, расположенных по вертикальной оси симметрии (при $\delta = 0 \cos \theta = 1$) вычисляют из выражения 8.3. Наибольшее нормальное напряжение имеет вид:

$$\sigma_z = \frac{P_0}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) \quad 9.5.$$

Обозначим $\frac{1}{\pi} (\alpha + \sin \alpha)$ через K_z и назовем его коэффициент влияния угла видимости, равный:

$$K_z = \frac{1}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) \quad 9.6.$$

где α – угол видимости.

Значение коэффициента влияния K_1 определяют по таблице 9.2. в зависимости от отношения $2b/z$, где $2b$ – ширина равномерно распределенной нагрузки, z – глубина заложения точки.

Таблица 9.2.

Значения коэффициента K_1

$\frac{2b}{z}$	K_1	$\frac{2b}{z}$	K_1	$\frac{2b}{z}$	K_1	$\frac{2b}{z}$	K_1
0,0	0,000	1,0	0,550	3,0	0,920	5,5	0,983
0,1	0,064	1,2	0,624	3,5	0,943	6,0	0,986
0,2	0,127	1,5	0,716	4,0	0,960	7,0	0,991
0,5	0,306	2,0	0,817	4,5	0,970	8,0	0,994
0,8	0,462	2,5	0,889	5,0	0,977	10,0	0,997

После расчета известных значений углов и замены их коэффициентами, выражения 8.3. принимают вид:

$$\begin{cases} \sigma_z = K_z P_0 \\ \sigma_y = K_y P_0 \\ \tau_{yz, zy} = K_{yz, zy} P_0 \end{cases} \quad 9.7.$$

где K_z , K_y , $K_{yz,zy}$ - коэффициенты влияния, определяемые по таблицам.

Наибольшие нормальные напряжения будут находится на оси Z, проведенной через середину основания фундамента. Расчетное давление на грунт от внешней нагрузки, определяют из выражения:

$$P_0 = P_{соор} - 0,01\rho_W h_{загл} \quad 9.8.$$

где $P_{соор}$ - вес сооружения;

$h_{загл}$ - величина заглубления фундамента;

ρ_W - плотность дисперсного грунта, г/см³.

Определение напряжений в грунте под нагрузкой, равномерно распределенной по ширине полосы, для точек, расположенных по вертикальной оси симметрии, вычисляют из выражения:

$$\sigma_z = \frac{P_0}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) = K_1 P_0 \quad 9.9.$$

где K_1 - коэффициент влияния угла видимости (таблица 9.2).

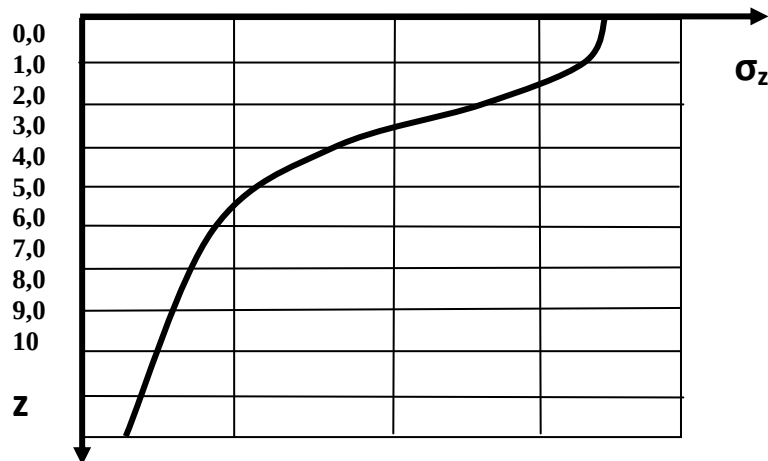


Рис. 9.3. График зависимости изменения напряжения по глубине

На основании найденных значений величин напряжений и глубины заложения точки строят график зависимости изменения напряжения по глубине (рис. 9.3.).

2. *Нагрузка, распределенная по трапеции* (давление дорожных насыпей и плотин) (рис. 9.4.).

Формула для определения нормального напряжения с учетом замены расчетной части через коэффициент K_2 имеет вид:

$$\sigma_z = P_0 K_2 \quad 9.10.$$

где K_2 - коэффициент, определяемый по графику Остерберга в зависимости от относительных координат:

$$\frac{a}{z}; \quad \frac{b}{z} \quad 9.11.$$

z - глубина определения напряжения по оси Z ;

P_0 - давление на грунт в центральной части насыпи.

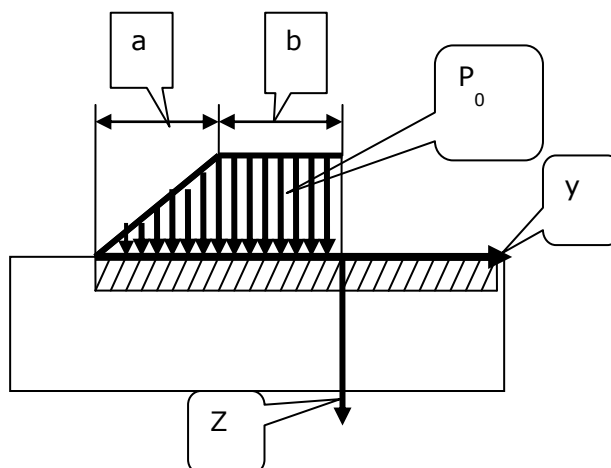


Рис. 9.4. Расчетная схема для определения напряжения под трапецидальной нагрузкой: a - проекция линии откоса на горизонтальную плоскость; b - половина ширины насыпи поверху;

График Остерберга (рис. 9.5.) представляет собой номограмму, в которой горизонтальная ось представляет отношение - a/z , значения которого разделены на три интервала: от 0,01 до 0,1, от 0,1 до 1,0, от 1,0 до 10,0. На поле номограммы размещены кривые, соответствующие отношению - b/z , со значениями от нуля до $b/z = 3,0$. Вертикальная ось соответствует значениям коэффициента - K_2 (выражение 9.8.). Произведя расчет напряжений по выражению 9.10. строят график зависимости изменения напряжений по глубине, аналогичный графику на рис. 9.3.

Пространственная задача (трехмерная), при которой напряжения распределяются в трех плоскостях. Применяется при определении напряжений в грунтах под нагрузками, распределенными по кругу (башмаки колонн); а также под нагрузками, имеющими прямоугольный характер (опоры мостов, колеса и гусеницы транспортных средств).

3. *Нагрузка, равномерно распределенная по кругу* (опоры мостов, путепроводов). Расчетная схема (рис.9.6.) представляет собой круглую опору, в основании которой проведены оси координат.

На основании выражений 7.8. и 7.9. можно сделать заключение, что осадка гибкой круглой площадки радиусом R , в центре больше чем на окружности. В данном случае мы имеем жесткую опору, где осадка будет одинаковой, как в центре, так и на периметре. На основании этих выводов нулевую точку системы координат располагают в центральной точке основания круглой опоры.

Напряжения определяют по оси Z проходящей через центр круга. В любой точке оси Z берут точку A и соединяют её с точкой на окружности основания. Получают угол $-\beta$ между осью Z и прямой, соединяющей точку на оси с точкой на окружности. Чем глубже взята точка, тем меньше угол $-\beta$, следовательно, будет меньше значение коэффициента K_3 .

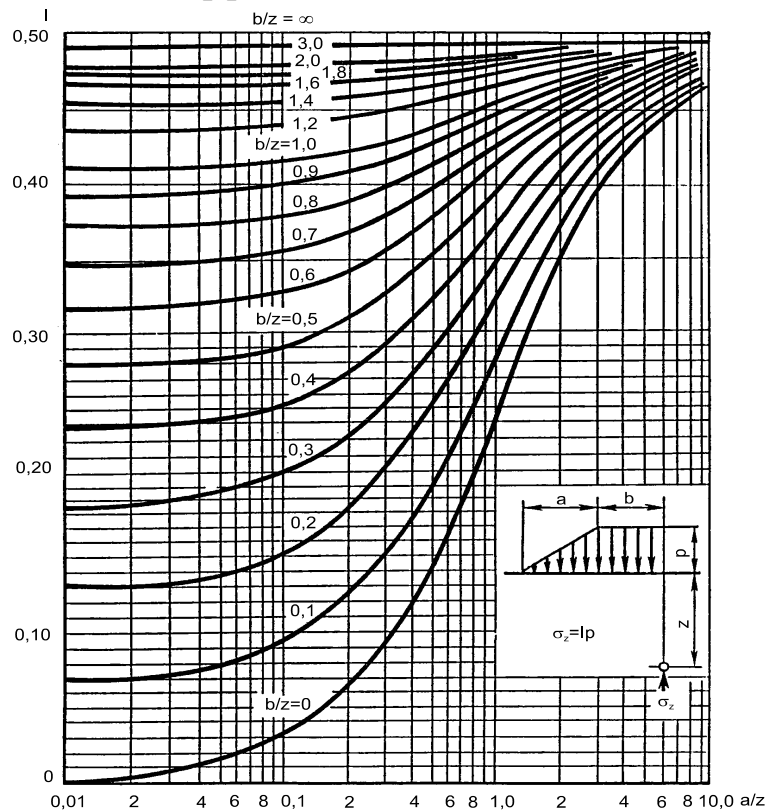


Рис. 9.5. Номограмма для определения вертикальных нормальных напряжений в грунте при нагрузке от насыпи (график Остерберга)

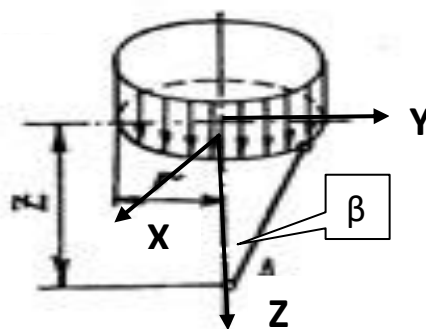


Рис. 9.6. Расчетная схема для определения напряжений под круглой опорой

Величину напряжения для круглой опоры определяют из выражения:

$$\sigma_z = P_0 (1 - \cos^3 \beta) = K_3 P_0 \quad 9.12.$$

где $K_3 = (1 - \cos^3 \beta)$ определяют по таблице 9.3, в зависимости от соотношений глубины определения напряжения $-Z$ к радиусу круглой опоры $-r$.

Таблица 9.3.

Значения коэффициента K_3

$\frac{z}{r}$	K_3	$\frac{z}{r}$	K_3	$\frac{z}{r}$	K_3
0,25	0,986	1,50	0,424	4,00	0,087
0,50	0,901	1,75	0,346	5,00	0,057
0,75	0,784	2,0	0,284	7,00	0,030
1,00	0,646	2,5	0,200	10,00	0,015
1,25	0,524	3,0	0,146		

Рассматривая прямоугольный треугольник, у которого прилежащий катет равен - Z , а противоположный катет угла β равен - r , отношение Z/r составляет котангенс угла - β . В зависимости от значений отношения Z/r определены значения коэффициента K_3 , которые сведены в таблицу и по которым принимают значения коэффициента. Произведя расчет напряжений по выражению 9.12. строят график зависимости изменения напряжений по глубине, аналогичный графику на рис. 9.3.

4. *Нагрузка, равномерно распределенная по прямоугольной площадке* (опоры искусственных сооружений, башмаки колонны). Расчетная схема (рис.9.7.) представляет собой прямоугольную опору, характеризуемую длиной - L и шириной - B .

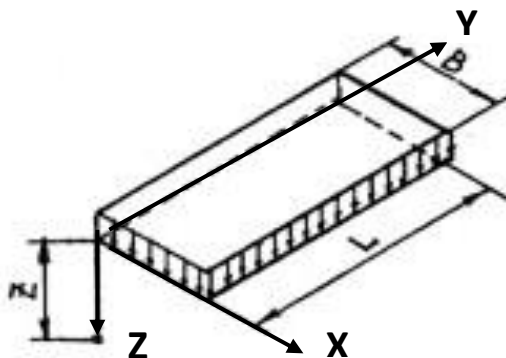


Рис. 9.7. Расчетная схема для определения напряжений под прямоугольной площадкой

Если нагрузка, распределенная по прямоугольной площадке, соответствует опоре искусственного сооружения, то осадка будет одинаковой для всех точек основания. Если прямоугольная площадка соответствует жесткой плите, на которую может воздействовать колесо автомобиля, то наибольшая осадка будет при наезде колеса на край плиты. С учетом этих положений размещаем центр координатных осей в углу основания прямоугольной площадки.

Располагаем прямоугольную нагрузку по осям XYZ. Определяем напряжения по оси Z на глубине 1, 2, 3, и т.д. до 10 м, из выражения:

$$\sigma_z = K_4 P_0 \quad 9.13.$$

где K_4 - коэффициент, определяемый по таблице 9.4 в зависимости от соотношений:

$$\frac{Z}{B} \text{ и } \frac{L}{B} \quad 9.14.$$

где L – большая стороны загруженного прямоугольника;

B - меньшая стороны;

Z - глубина рассматриваемой точки.

Таблица 9.4.

Значения коэффициента K_4

$\frac{Z}{B}$	Значения K_4 при $\frac{L}{B}$, равном					
	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0	10,0
1	2	3	4	5	6	7
0,25	0,247	0,248	0,248	0,248	0,249	0,249
0,50	0,233	0,233	0,239	0,240	0,240	0,240
1,00	0,175	0,194	0,200	0,203	0,204	0,205
1,50	0,121	0,145	0,156	0,164	0,167	0,167
2,00	0,084	0,107	0,120	0,132	0,136	0,137
4,00	0,027	0,038	0,048	0,064	0,071	0,076
8,00	0,007	0,011	0,014	0,020	0,028	0,037
10,00	0,005	0,007	0,009	0,013	0,020	0,028
15,00	0,002	0,003	0,004	0,006	0,010	0,016
20,00	0,001	0,002	0,002	0,004	0,006	0,010

Произведя расчет напряжений по выражению 9.13. строят график зависимости изменения напряжений по глубине, аналогичный графику на рис. 9.3.

Тема 10. ПРОЧНОСТЬ ГРУНТОВ

Понятие о прочности грунта. *Прочность грунта* - это его физическое свойство сопротивляться воздействию внешней нагрузки без разрушения. Оценивается пределом прочности (при сжатии, при растяжении, при сдвиге), который соответствует такому усилию, при достижении которого грунт разрушается и не может воспринимать дальнейшее приложение внешнего давления.

Под действием внешней нагрузки в грунтах происходят деформации, которые можно разделить на две группы:

1) *сжатия* – сближения частиц без их разрушения, за счет уменьшения пористости грунта. При этом происходит уплотнение грунта, а сопротивление нагрузкам возрастает;

2) *сдвига* – смещение частиц относительно друг друга по минеральной поверхности, характеризуемой коэффициентом внутреннего трения.

Как правило, под действием внешней нагрузки, происходят одновременно и сжатие и сдвиг, однако, процесс сжатия существенно преобладает над сдвигом. Грунты в земляном полотне находятся в более сложных условиях, чем в основаниях инженерных сооружений, поскольку они подвергаются попеременному воздействию температуры и влажности. Все это приводит к таким деформациям, как:

- для насыпей: просадки, осадки, расползание, сплывы, оползни, размывы, провалы, выпирание слабого грунта;
- для выемок: сплывы и оползни, обрушение откосов, обвалы и осыпи, выпирание слабого грунта.

Чтобы характеризовать прочность грунта, необходимо его представить в состоянии, при котором частицы максимально приближены друг к другу и характеризуются минимальным объемом пор, заполненных водой и воздухом, причем количество воды соответствует оптимальному значению. Такой грунт получается при длительном уплотнении природными факторами или после искусственного уплотнения, при сооружении земляного полотна автомобильной дороги, в результате чего грунт способен выдерживать значительную внешнюю нагрузку без видимых деформаций, только за счет упругих свойств минеральных частиц грунта.

Условие прочности заключается в том, что любой массив грунта считается устойчивым, пока сдвигающие напряжения не вызовут в нем смещение частиц, т.е. должно выполняться условие:

$$\tau \leq f(\sigma) \quad 10.1.$$

где τ – касательное напряжение;

σ – нормальное напряжение.

Теория прочности Мора. В основу теории прочности Мора положено то обстоятельство, что функция $f(\sigma)$ (выражение 10.1.) определяет положение площадок скольжения по отношению к направлениям главных напряжений в данной точке. Теория Мора рассматривается на примере плоской задачи, когда мы имеем систему координат, состоящую из двух координатных осей: ось абсцисс - обозначаем через нормальные напряжения, характеризующие процесс сжатия; ось ординат - через касательные, характеризующие сдвиговые процессы. Проставим на оси абсцисс две точки, одна из которых соответствует большему напряжению – σ_1 , а вторая меньшему – σ_3 (рис. 10.1).

Для дальнейшего построения примем условия:

- 1) одно нормальное напряжение больше, а второй меньше $\sigma_1 > \sigma_3$;
- 2) найдем среднюю точку « O^1 » между нормальными напряжениями, т.е. расстояние от начала координат до точки « O^1 » будет равно $OO^1 = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$;
- 3) проведем радиусом « OO^1 » = R » окружность, т.е. $R = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$.

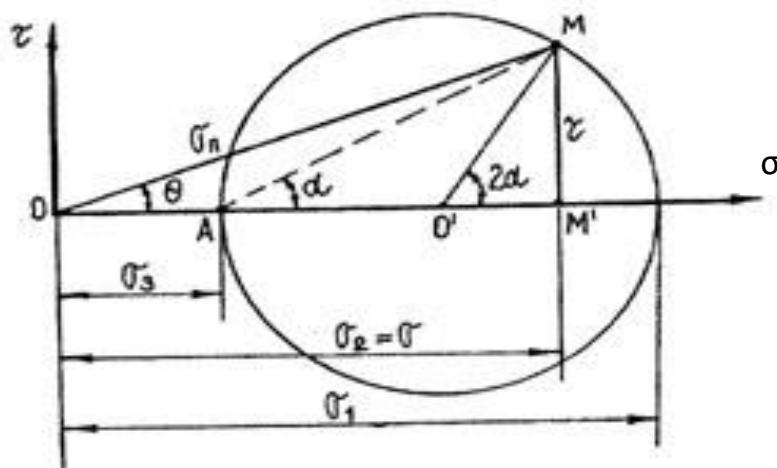


Рис. 10.1. Круг напряжений (круг Мора)

Строим *круг напряжений (круг Мора)*, диаметр которого равен разности главных напряжений в данной точке. На окружности берем произвольную точку M , которая характеризует напряженное состояние грунта в плоскости, проходящей через рассматриваемую точку. Опускаем из точки M перпендикуляр на ось σ , получаем точку M' . Отрезок MM' характеризует касательное напряжение τ в точке M . Отрезок OM' характеризует нормальное напряжение $\sigma_2 = \sigma$ в точке M . Соединяем точку M с центром круга - точкой O' , с началом координат - точкой O , и точкой A , соответствующей напряжению равному σ_3 . Отрезок OM соответствует результирующему (полному) напряжению σ_n . Получаем углы:

- α – угол ориентации;
- 2α – центральный угол наклона;
- θ - угол отклонения результирующего напряжения от оси σ .

Нормальное напряжение определяется из выражения:

$$\sigma = \sigma_2 = OO' + O'M' = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \quad 10.2.$$

касательное напряжение равно:

$$\tau = MM' = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha \quad 10.3.$$

Максимальные касательные напряжения соответствуют следующим углам:

$$\begin{aligned} \sin 2\alpha = 1 \quad 2\alpha = \frac{\pi}{2} \quad \alpha = 45^\circ \\ \sin 2\alpha = -1 \quad 2\alpha = \frac{3\pi}{2} \quad \alpha = 135^\circ \end{aligned} \quad 10.4.$$

Следовательно, максимальные касательные напряжения направлены под углом 45° к главным напряжениям.

Полное результирующее напряжение на рассматриваемой площадке определяется из выражения:

$$\sigma_n = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} \quad 10.5.$$

Угол наклона полного напряжения к нормали равен:

$$\theta = \arctg \left(\frac{\tau}{\sigma} \right) \quad 10.6.$$

Угол θ максимален, когда OM касательная к кругу. На основании круга Мора можно составить уравнение:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\tau}{\sigma} \text{ или } \tau = \operatorname{tg} \theta \times \sigma, \text{ но } \theta = \varphi \text{ следовательно } \tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad 10.7.$$

где φ – угол внутреннего трения грунта;

$\operatorname{tg} \varphi$ – коэффициент внутреннего трения грунта.

Это выражение справедливо для песчаных грунтов и называется *Закон Кулона для песчаных грунтов*:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad 10.8.$$

Если обе части приведенного уравнения разделить на нормальное напряжение, получим:

$$\frac{\tau}{\sigma} = \frac{\sigma \operatorname{tg} \varphi}{\sigma}, \quad \frac{\tau}{\sigma} = \operatorname{tg} \varphi \quad 10.9$$

В механике грунтов отношение касательного напряжения к нормальному может быть обозначено через коэффициент сдвига $\operatorname{tg} \psi$, т.е.

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{\tau}{\sigma} \quad 10.10.$$

Коэффициент сдвига, является величиной постоянной и равной коэффициенту внутреннего трения для песчаных грунтов, а для глинистых грунтов величина переменная и с увеличением нормального давления уменьшается. В коэффициенте сдвига $\operatorname{tg} \psi$ угол ψ является *углом сдвига*.

Результаты экспериментальных исследований, проведенных на одноплоскостном приборе прямого сдвига (конструкция Маслова-Лурье) показывают (рис. 10.2.), что значения сдвиговых деформаций, полученные для различных

значений нормального давления, лежат на линии близкой к прямой, которая описывается уравнением:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C \quad 10.11.$$

где C – сцепление грунтовых частиц, на графике эта величина изображена отрезком, отсекаемым прямой зависимостью от оси ординат;

φ – угол внутреннего трения, на графике отражается углом наклона полученной прямолинейной зависимости к горизонтальной проекции.

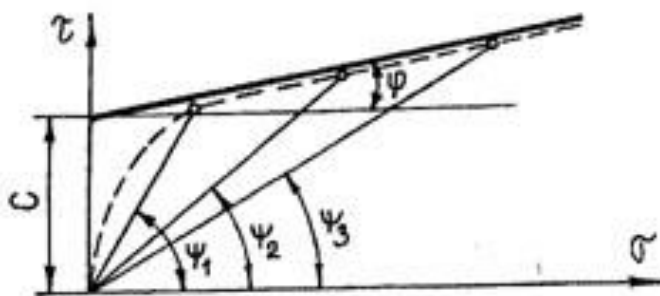


Рис. 10.2. График зависимости сдвиговых деформаций от нормального давления

Соединяем экспериментальные точки зависимости $\tau = f(\sigma)$ с началом координат, получаем углы сдвига – ψ , полученные при различном нормальном давлении. Их графика 10.2 видно, что чем больше нормальное давление, прикладываемое к грунту, тем меньше значение угла сдвига, т.е. $\psi_1 > \psi_2 > \psi_3$.

Сдвиговые деформации наблюдаются при потере устойчивости откоса и возникновения кривой скольжения. Сопротивление сдвигу сыпучих грунтов в основном обусловлено силами внутреннего трения. Угол сдвига имеет место при изучении *теории резания и копания грунта*. Сцепление имеет подчиненное значение.

Из выражений 10.9. и 10.10. можно записать:

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{\tau}{\sigma} = \operatorname{tg} \varphi \quad 10.12.$$

Следовательно, угол сдвига равен углу внутреннего трения песчаного грунта:

$$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \varphi \quad \text{значит} \quad \psi = \varphi \quad 10.13.$$

Для различных грунтов значения составляющих сцепления – C и коэффициента внутреннего трения – $\operatorname{tg} \varphi$, находятся в различных соотношениях.

По этому признаку грунты делятся на три группы:

- *пески всех видов и любой влажности за исключением пылеватого песка;*
- *все супеси, жесткие и скрытопластичные глины и пылеватые пески;*
- *глины, суглинки и все мерзлые грунты.*

1. Грунты, в которых внутреннее трение значительно превосходит сцепление и последним можно пренебречь, т.е. $C = 0$. К этой группе относятся пески всех видов и любой влажности за исключением пылеватого песка. Это выражение представляет собой закон Кулона для сыпучих грунтов:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad 10.14.$$

Закон Кулона формулируется следующим образом: *предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу есть сопротивление трению, прямо пропорциональное нормальному давлению*. Графически этот закон может быть изображен в следующем виде (рис. 10.3.).

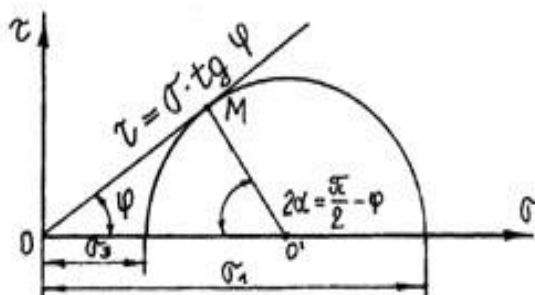


Рис. 10.3. Графическое изображение Закона Кулона для песчаного грунта

2. Грунты, обладающие как трением, так и сцеплением, причем каждый член уравнения имеет существенное значение. К этой группе относятся все супеси, жесткие и скрытопластичные глины и пылеватые пески:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c \quad 10.15.$$

Это выражение носит название закона Кулона для связных грунтов. Он формулируется следующим образом: *предельное сопротивление связных грунтов сдвигу при завершённой их консолидации есть функция первой степени от сжимающего напряжения*. Графически Закон Кулона для связных грунтов может быть изображен в следующем виде (рис. 10.4.).

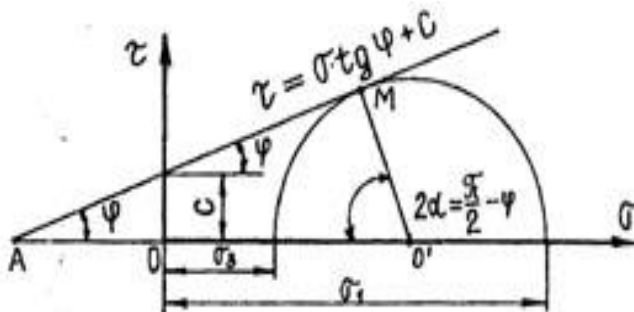


Рис. 10.4. Графическое изображение Закона Кулона для связного грунта

3. Грунты, в которых сцепление значительно превосходит внутреннее трение и последним можно пренебречь, т.е. $\varphi = 0$, $\operatorname{tg} \varphi = 0$. В этом случае грунты характеризуются преимущественно сцеплением. Следовательно, в Законе Кулона для связных грунтов первый член уравнения приравнивается к нулю

К грунтам, характеризующимся преимущественно сцеплением, относятся *тугопластичные глины, суглинки и все мерзлые грунты*:

$$\tau = C \quad 10.16.$$

Графически эта зависимость изображается горизонтальной прямой (рис. 10.5.):

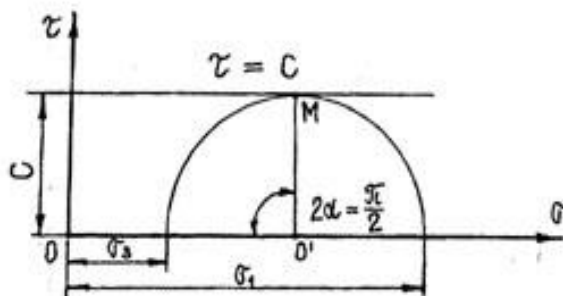


Рис. 10.5. Графическое изображение Закона Кулона для суглинков

Условия прочности грунтов. Условие прочности характеризуется пределом прочности, превышение которого приведет к разрушению грунта. При расчете прочности песчаного грунта (выражение 10.13.) применяют максимальный угол внутреннего трения, который будет максимален при условии, что прямая, характеризующая Закон Кулона, будет касательно к кругу Мора (рис. 10.3.). Следовательно, из прямоугольного треугольника OMO^1 определяем:

$$\sin \varphi = \frac{MO^1}{OO'} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \frac{2}{\sigma_1 + \sigma_3} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad 10.17.$$

где $MO^1 = R$ – радиус круга, определяемый, на основании условий построения круга Мора, из выражения:

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad 10.18.$$

OO^1 – расстояние от начала координат до центра круга, определяемое из выражения:

$$OO' = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad 10.19.$$

Выражение 10.17 носит название *условие прочности сыпучих тел*, или *Условие Ранкина*.

При расчете прочности связных грунтов (выражение 10.15), к которым относятся супеси, жесткие и скрытопластичные глины и пылеватые пески, максимальный угол внутреннего трения будет определен по схеме, изображенной на рис. 10.4. Прямую, пересекающую ось ординат, продолжим до пересечения с осью абсцисс (нормальных напряжений). В этом случае увеличится гипотенуза прямоугольного треугольника, а значение угла внутреннего трения будет определяться из соотношения:

$$\sin \varphi = \frac{MO^1}{AO'} \quad 10.20.$$

где $MO^1 = R$ – радиус круга, определяемый из выражения 10.17;
 AO^1 – расстояние от точки пересечения прямой с осью σ до центра круга, равное:

$$AO' = AO + OO' = C \operatorname{ctg} \varphi + \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = C \operatorname{ctg} \varphi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad 10.21.$$

Подставив значения катета и гипотенузы в выражение 10.19, получим:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2C \operatorname{ctg} \varphi + \sigma_1 + \sigma_3} \quad 10.22.$$

Выражение 10.22. носит название *Условие прочности связных грунтов*, или *Условие Ранкина – Мора*.

При расчете прочности суглинистых грунтов (выражение 10.16), к которым относятся суглинки, тугопластичные глины и мерзлые грунты, угол внутреннего трения равен нулю, а касательное напряжение равно сцеплению между грунтовыми частицами. Для определения условия прочности этого грунта исходим из Условия прочности Ранкина-Мора (выражение 10.22.). Для этого разложим котангенс и получим уравнение при $\varphi = 0$ для $\cos \varphi = 1$ и $\sin \varphi = 0$:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2C \frac{\cos \varphi}{\sin \varphi} + (\sigma_1 + \sigma_3)} \quad 10.23.$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \sin \varphi \left[2C \frac{\cos \varphi}{\sin \varphi} + (\sigma_1 + \sigma_3) \right]$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2C \cos \varphi + \sin \varphi (\sigma_1 + \sigma_3)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2C \quad 10.24.$$

Отсюда, получена зависимость, называемая *Условие прочности Кулона*

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = C \approx \tau_{\max} \quad 10.25.$$

Тема 11. СОСТОЯНИЯ ПРОЧНОСТИ СЫПУЧИХ И СВЯЗНЫХ ГРУНТОВ

Состояния прочности для сыпучих грунтов. На основании теории прочности Мора с учетом круга напряжений (рис. 10.1.) можно выразить угол отклонения результирующего напряжения - θ от нормали, следующим выражением:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\tau}{\sigma} \quad 11.1.$$

В то же время Закон Кулона для сыпучего грунта (выражение 10.14) примет вид:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad 11.2.$$

Выразим нормальное и касательное напряжения через результирующее (полное) напряжение – σ_n , с учетом угла отклонения - θ и результирующего напряжения – σ_n от оси нормального напряжения:

$$\sigma = \sigma_n \cos \theta \quad \tau = \sigma_n \sin \theta \quad 11.3.$$

Закон Кулона для сыпучих грунтов приведен в выражении 10.14. Подставим значения нормального и касательного напряжений (выражение 11.3), выведенных через угол θ , получим:

$$\sigma_n \sin \theta = \sigma_n \cos \theta \operatorname{tg} \varphi \quad 11.4.$$

Сгруппируем выражение относительно углов θ и φ :

$$\frac{\sin \theta}{\cos \theta} = \operatorname{tg} \varphi \quad \operatorname{tg} \theta = \operatorname{tg} \varphi \quad \theta = \varphi \quad 11.5.$$

Проведенные преобразования позволили установить равенство углов: отклонения результирующего напряжения от нормали – θ и угла внутреннего трения в Законе Кулона – φ . Следовательно, в зависимости от соотношения этих углов будут характеризоваться состояния сыпучего грунта. Следует учитывать, что угол – θ изменяется в определенных пределах, т.е.:

$$0 \leq \theta \leq \theta_{\max} \quad 11.6.$$

Значит, угол φ следует сравнивать с максимальным углом отклонения $\theta_{\max}$. Степень устойчивости сыпучего грунта определяется соотношением угла

наибольшего отклонения $\theta_{\max}$ и угла внутреннего трения φ . Прочность грунта, исходя из этого условия, может нарушиться при самом незначительном давлении, косо приложенном к площадке. На основании этого выражения можно сформулировать три состояния прочности для сыпучих грунтов:

1) *состояние необеспеченной прочности (запредельное):*

$$\theta_{\max} \geq \varphi \quad 11.7.$$

2) *состояние предельного равновесия:*

$$\theta_{\max} = \varphi \quad 11.8.$$

3) *состояние обеспеченной прочности (допредельное):*

$$\theta_{\max} < \varphi \quad 11.9.$$

Состояния прочности для связных грунтов.

Если для сыпучего грунта (песков) основным критерием является *коэффициент внутреннего трения*, то у глинистых грунтов (связных) процесс сдвига является более сложным, поскольку помимо внутреннего трения на смещение частиц оказывают влияние силы связности и сцепления между частицами. Связность между частицами зависит от влажности грунта, а сцепление от его структуры. Поэтому, нельзя односложно сравнивать какой-то один показатель, необходимо учитывать все показатели в комплексе.

На основании полученных данных, Н.Н.Маслов предложил связи в грунтах, обусловленные наличием цементационных связей, называть – *структурным сцеплением* - C_c , а связи за счет молекулярного притяжения называть – *связностью* - C_w . Тогда, с учетом Закона Кулона для связных грунтов, Маслов Н.Н. предложил рассматривать сопротивляемость грунтов сдвигу с учетом структурного сцепления и связности. Таким образом, сопротивляемость грунтов сдвигу, обозначенная - S_σ , учитывает внутреннее трение, связность и сцепление грунта и выразилась уравнением, которое носит название *формула Маслова*:

$$S_\sigma = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C_c + C_w \quad 11.10.$$

Оценка состояния прочности связных грунтов осуществляется через коэффициент запаса прочности, который представляет собой отношение сопротивляемости грунта сдвигу – S_σ , к касательному напряжению – τ :

$$K_{\text{зан}} = \frac{S_\sigma}{\tau} \quad 11.11.$$

В зависимости от соотношения сопротивляемости сдвигу S_σ и касательного напряжения τ , для связных грунтов характерно три состояния прочности:

1) *состояние необеспеченной прочности* (запредельное состояние), оценивается выражением:

$$K_{зан} = \frac{S_\sigma}{\tau} < 1,0 \quad \text{при } \tau > S_\sigma \quad 11.12.$$

2) *состояние предельного равновесия*:

$$K_{зан} = \frac{S_\sigma}{\tau} = 1,0 \quad \text{при } \tau = S_\sigma \quad 11.13.$$

4) *состояние обеспеченной прочности* (допредельное состояние):

$$K_{зан} = \frac{S_\sigma}{\tau} < 1,0 \quad \text{при } \tau < S_\sigma \quad 11.14.$$

Понятие о сопротивлении и сопротивляемости грунта сдвигу. О прочности грунтов судят по ее сопротивляемости сдвигу, как величине удельного сопротивления сдвигу по единице площади и имеющей размерность напряжения - МПа. Между сопротивлением и сопротивляемостью грунта сдвигу имеется различие, которое заключается в том, что сопротивление сдвигу (S) есть сопротивляемость объема грунта - S_σ по площади сдвига F и определяется как:

$$S = S_\sigma \times F \quad 11.15.$$

где S_σ – сопротивляемость грунта сдвигу, определяемая из выражения, называемого *формулой Маслова Н.Н.*

Как было сказано ранее, в формуле Маслова Н.Н. сопротивляемость грунта сдвигу зависит от влажности грунта и от структурного сцепления между частицами. Связность C_W , зависящая от влажности, имеет обратимый характер, поскольку в различные периоды года влажность имеет различные значения. Структурное сцепление – C_C в глинистых грунтах имеет постоянное значение и характеризуется молекулярными, ионно-электростатическими и электростатическими силами притяжения между частицами. Таким образом, прочность грунтов, оцениваемая сопротивляемостью сдвига – S_σ , зависит: от прикладываемого нормального напряжения – σ , коэффициента внутреннего трения – $tg \varphi$, связности грунта - C_W , структурного сцепления – C_C .

С помощью формулы Маслова Н.Н. (выражение 11.10) все глинистые грунты можно разделить на три категории: жесткие; скрытопластичные и пластичные.

В жестких глинистых грунтах связность C_w намного меньше структурного сцепления C_c , и поэтому ей можно пренебречь. В этом случае угол внутреннего трения φ в слабой степени зависит от степени увлажнения. Сопротивляемость сдвигу жестких глинистых грунтов выражается зависимостью:

$$S_\sigma = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c_c \quad \text{при} \quad c_w = 0 \quad 11.16.$$

Графически зависимость 11.16 изображается в виде рис. 11.1.

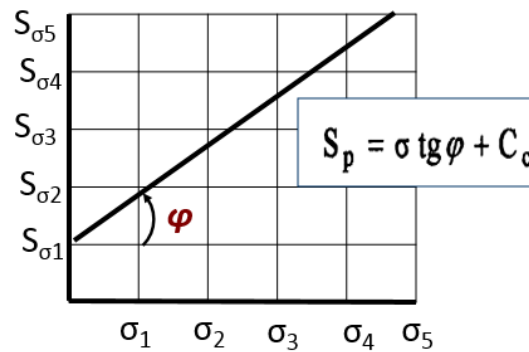


Рис. 11.1. График зависимости сопротивления сдвигу для жестких глинистых грунтов

В скрытопластичных глинистых грунтах, наряду с силами внутреннего трения, большую роль играет связность $-C_w$ и меньшую $-$ структурное сцепление $-C_c$. Общая сопротивляемость сдвигу зависит от степени увлажнения и определяется по формуле Маслова Н.Н. (выражение 11.10.), графически изображается на рисунке 11.2.

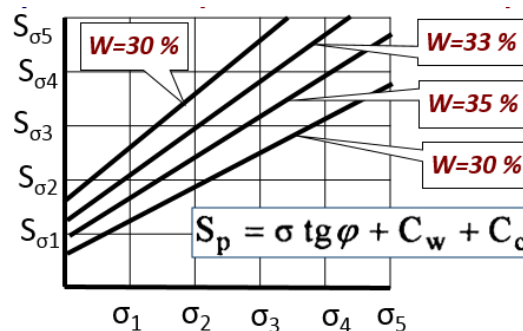


Рис. 11.2. График зависимости сопротивления сдвигу для скрытопластичных глинистых грунтов

В пластичных глинистых грунтах силы трения между частицами равны нулю и, следовательно, коэффициент внутреннего трения и угол трения имеют нулевые значения. Кроме того, в пластичных глинистых грунтах отсутствует структурное сцепление. Сопротивляемость сдвигу пластичных глинистых грунтов выражается зависимостью:

$$S_\sigma = C_w \quad \text{при} \quad C_c = 0 \quad \varphi = 0 \quad 11.17.$$

Графически зависимость 11.17 изображается в виде рис. 11.3.

Таким образом, можно заключить, что скрытопластичные и пластичные глинистые грунты зависят от влажности, следовательно, угол внутреннего трения и связность грунта также зависят от содержания воды в порах грунта, что может быть проиллюстрировано теорией «Плотности-влажности», разработанной и внедренной в практику строительства Н.Н.Масловым.

Теория плотности-влажности. Теория плотности-влажности заключается в определении и объяснении свойств грунта, характеризуемых основными прочностными показателями - углом внутреннего трения и сцеплением, зависящих от содержания воды в порах грунта. Кроме того, нормальное давление связано со степенью уплотнения грунта. Значит, можно утверждать, что на сцепление и угол внутреннего трения еще оказывает влияние плотность грунта. Таким образом, можно сделать вывод, что сопротивляемость грунта сдвигу зависит от влажности и плотности грунта.

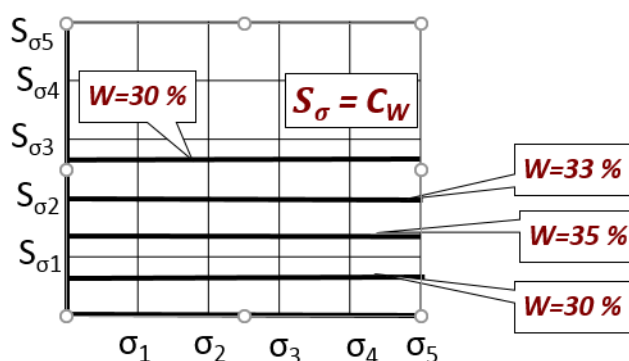


Рис. 11.3. График зависимости сопротивления сдвигу для пластичных глинистых грунтов

В соответствии с положениями теории «Плотности-влажности» грунт может обладать тремя видами внутренних связей, сопротивление которых определяет сопротивляемость грунта сдвигу: силами трения; плотностью грунта, т.е. максимальным контактом между частицами и минимальной пористостью грунта; силами сцепления водно-коллоидной природы, имеющими обратимый характер.

На основании лабораторных испытаний, полученных в одноплоскостном приборе прямого сдвига (конструкция Маслова-Лурье), Маслов Н.Н. построил график зависимости касательного напряжения от нормального. Определение угла внутреннего трения и сцепления выполнено в следующей последовательности.

1. На основании экспериментальных данных, построен график зависимости сопротивляемости сдвигу от влажности (рис. 11.4.а), для каждого значения нормального давления, при постоянных значениях влажности: $S_{\sigma} = f(W)$ при $\sigma = const$.

2. На основании тех же экспериментальных данных и в том же масштабе построен график зависимости сопротивляемости грунта сдвигу от нормального давления, т.е. в данном случае для каждого значения влажности меняется нормальное давление: $S_{\sigma} = f(\sigma)$ при $W = const$ (рис. 11.4.б).

3. Прямолинейные зависимости, полученные на втором графике, продолжают до пересечения с осью ординат, по которой определяют сцепление для каждой влажности. На основании полученных данных построен третий график, который представляет собой: по оси ординат откладывают сцепление, МПа; по оси абсцисс – влажность, %. Получают зависимость сцепления – C от влажности – W , $C = f(W)$.

4. На том же третьем графике (рис. 11.4.б) изображают зависимость угла внутреннего трения – φ от влажности – W , $\varphi = f(W)$. Для этого на втором графике измеряют угол наклона полученных зависимостей к горизонтальной проекции. На третьем графике (рис. 11.4.в), рядом с осью ординат, изображающую сцепления, проводят дополнительную ось, на которой обозначают углы внутреннего трения. Отложив измеренные значения угла наклона экспериментальных кривых, получают кривую зависимости изменения угла внутреннего трения от влажности.

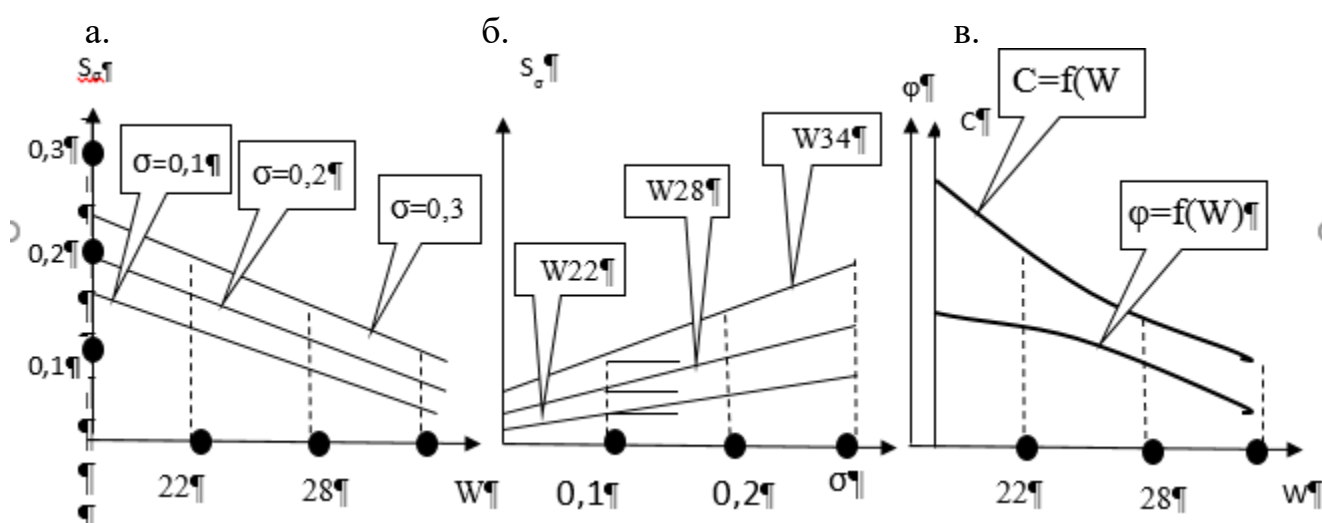


Рис. 11.4. Графики определения угла внутреннего трения и сцепления

Следует отметить, что эксперимент проводился на водонасыщенных грунтах и поэтому увеличение влажности грунта снижает, как угол внутреннего трения, так и сцепление. Особенность проведения данного эксперимента заключается в том, что сопротивляемость сдвигу определяется после полной консолидации грунта под действием нормального давления, которое придает грунту определенную степень плотности.

Для контроля полученных значений угла внутреннего трения и сцепления, приведена таблица нормативных значений этих параметров (табл. 11.1.).

Таблица 11.1.

Нормативные значения характеристик грунтов

Наименование грунта	Показатель текучести	Пределы коэффициента пористости	Характеристики грунта	Значения характеристик
1	2	3	4	5
Супесь	полутвердая	от плотных - 0,45 до рыхлых - 0,75	С, МПа	0,21...0,13
			φ, град	30...24

1	2	3	4	5
Супесь	мягкопла- стичная	от плотных - 0,45 до рыхлых - 0,85	С, МПа	0,19...0,09
			φ, град	28...18
Суглинок	полутвердая	от плотных- 0,45 до рыхлых - 0,95	С, МПа	0,47...0,19
			φ, град	24...17
	тугопластич- ная	от плотных - 0,45 до рыхлых - 0,95	С, МПа	0,39...0,15
			φ, град	24...17
	мягкопла- стичная	от ср. плотности - 0,65 до рыхлых - 1,05	С, МПа	0,25...0,12
			φ, град	19...12
Глина	полутвердая	от плотных - 55 до рыхлые - 1,05	С, МПа	0,81...0,36
			φ, град	21...14
	тугопластич- ная	от ср. плотности - 0,65 до рыхлых - 1,05	С, МПа	0,57...0,32
			φ, град	18...11
	мягкопла- стичная	от ср. плотности - 0,65 до рыхлых -1,05	С, МПа	0,45...0,29
			φ, град	15...7

Тема 12. ДЕФОРМАЦИЯ ГРУНТА ПОД КОЛЕСОМ АВТОМОБИЛЯ

Сопротивление грунта деформированию под катящимся колесом.

Террамеханика - раздел механики грунтов, изучающий сопротивление поверхностных слоев грунта образованию колеи катящимся колесом. При воздействии колеса на грунт определяют площадь пятна контакта и величину давления на опорную поверхность, которые зависят от нагрузки на колесо и жесткости шины. От этих параметров зависит площадь контакта. Различают контурную площадь пятна и площадь по выступам протектора (рис. 12.1.).

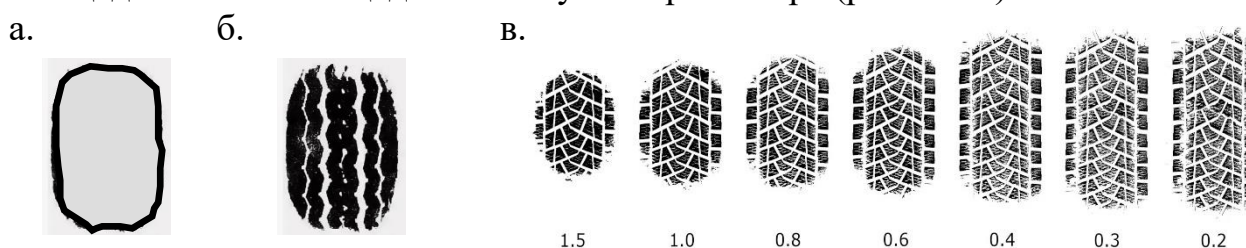


Рис. 12.1. Пятно контакта колеса автомобиля: а – контурная площадь, б – площадь по выступам, в – величина пятна в зависимости от давления в шине

Контурная площадь представляет собой площадь фигуры, образованной замкнутой линией, огибающей зону контактирования выступов протектора с опорной плоскостью (рис. 12.1.а).

Площадь по выступам представляет собой сумму площадей фактических зон контактирования выступов с опорной поверхностью (рис. 12.1.б).

При взаимодействии колеса с твердой опорной поверхностью контурная площадь пятна контакта значительно больше площади по выступам, т.к. включает все промежутки между выступами протектора. На одну и вторую площадь оказывает влияние давление внутри шины, чем меньше давление, тем больше площадь отпечатка колеса (рис. 12.1.в). Рассмотрим силы, действующие на грунт и на колесо. На грунт со стороны колеса действует нормальная нагрузка в виде *веса* автомобиля - Q , передаваемого через колесо. При движении автомобиля на колесо действует *горизонтальное тяговое усилие* - F (рис.12.2).

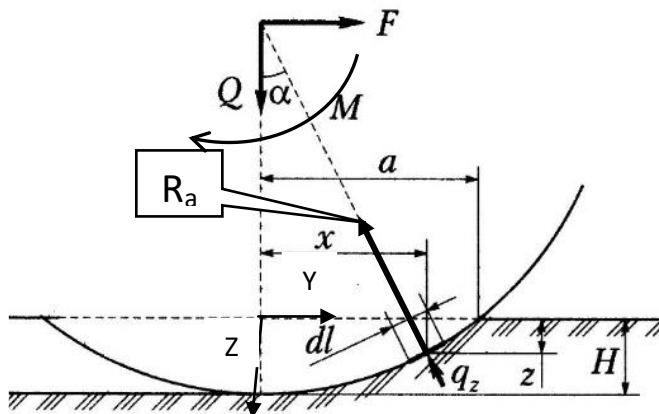


Рис. 12.2. Схема сил, действующих на колесо при движении

Со стороны грунта возникает *реакция* - q_z , представленная в виде *равнодействующей нормальных и касательных напряжений*. Нормальная нагрузка приводит к уплотнению грунта, горизонтальная к образованию волны перед колесом.

Деформация грунта при качении колеса происходит под действием сил, приложенных к колесу (рис. 12.2.):

- вертикальной силы веса - Q ;
- горизонтального тягового усилия - F (на ведомых колесах);
- вращающего момента - M (на ведущих колесах).

На находящуюся на глубине - Z элементарную полосу обода колеса - dl шириной - b , действует реактивное усилие грунта - R_a :

$$R_a = q_z b dl \quad 12.1.$$

где q_z - сопротивление грунта смятию, которое определяется по выражению Бернштейна-Летошнева:

$$q_z = q_{z_0} \left(\frac{z}{z_0} \right)^\mu \quad 12.2.$$

где q_{z_0} - сопротивление грунта на глубине z_0 принимаемой равной 1 см;

μ - параметр, характеризующий возрастание сопротивление сжатию с увеличением глубины (от 0 до 1);

z - глубина рассматриваемой площадки.

Учитывая, что реактивное усилие направлено к нормальной нагрузке, под действием которой происходит уплотнение грунта, под углом α , величину реактивного усилия определяют по выражению:

$$R_a = q_z b \cos \alpha dl \quad 12.3.$$

где α – угол между реактивным усилием и вертикалью, зависит от сопротивления качению, оказываемого грунтом.

R_a – представляет собой реактивное усилие, действующее в точке контакта.

Однако, суммарный контакт колеса автомобиля с грунтом составляет некоторую площадь ($dl \cdot b$). В связи с этим, суммарное сопротивление, равное нормальной нагрузке, будет равно интегральной функции реактивного усилия.

Суммарное сопротивление грунта вдавливанию колеса при качении равно:

$$Q = \int_0^a q_z B \cos \alpha dl \quad 12.4.$$

где a – угол составленный направлением реактивного усилия с вертикалью.

Подставляя значения q_z и интегрируя выражение, получают:

$$Q = q_{z_0} b \left(1 - \frac{\mu}{3}\right) H^\mu \sqrt{DH} \quad 12.5.$$

где H – глубина колеи;

D – диаметр колеса.

Аналогично, суммированием горизонтальных проекций реактивного сопротивления грунта, получаем выражение:

$$F = \frac{q_{z_0} b H^{\mu+1}}{\mu + 1} \quad 12.6.$$

Таким образом, при расчете воздействия колеса автомобиля на грунт, определяют вертикальную и горизонтальную силы, в результате воздействия которых происходит уплотнение грунта и образование волны, при недостаточно уплотненном грунте.

Следует учитывать, что у автомобиля есть *ведущее* колесо расположено впереди или сзади ходовой части, через которое передается крутящий момент, и *ведомое*, которое перемещается за счет тягового усилия. *Крутящий момент*, передаваемый на ведущее колесо, направлен в противоположную сторону от движения автомобиля, т.е. происходит как бы отталкивание колеса от грунта.

Если величина крутящего момента превышает уплотненность грунта, т.е. силы сцепления между частицами грунта, то происходит так называемая *пробуксовка* колеса.

Рассмотрим варианты действия на грунт ведомого и ведущего колеса, в зависимости от его установки на передней или задней оси.

1 вариант. Передняя ось является *ведомой*. Колесо движется за счет тягового усилия по неуплотненному грунту. Перед колесом возникает волна из выдавливаемого грунта.

2 вариант. На передней оси установлено *ведущее* колесо (рис. 12.3.б). Оно движется за счет крутящего момента. Перед колесом возникает волна из выдавливаемого грунта, но она значительно меньше, т.к. крутящий момент частично задавливает грунт под колесо.

3 вариант. На задней оси установлено *ведомое* колесо. Оно движется за счет тягового усилия по уплотненному грунту и поэтому происходит только дополнительное уплотнение грунта под весом автомобиля. Горизонтальное усилие всегда направлено по ходу движения автомобиля.

4 вариант. На задней оси установлено *ведущее* колесо. Оно также движется по уплотненному грунту, но за счет тягового момента оно сильнее уплотняет грунт.

Образование колеи при качении колеса может быть представлено как *деформация сжатия при кратковременном воздействии вертикального усилия*, зависящего от скорости движения автомобиля. Как правило, продолжительность этого воздействия бывает меньше времени, необходимого для протекания полной деформации. Поэтому, при повторных проходах глубина колеи увеличивается. Вес автомобиля и вращающий момент, передаваемые через ведущее и ведомое колеса автомобиля, создают в грунте *поле напряжений*.

Поле напряжений, создаваемое в грунте *катящимся ведомым колесом*, складывается из напряжений, вызываемых системами сил:

- *горизонтальными*, возникающими от давления колеса на грунт при поступательном движении;
- *вертикальными* – от нагрузки и собственного веса колеса.

Проведем оси координат: горизонтальную – Y и вертикальную – Z . Построим изолинии равных напряжений, возникающих под катящимся колесом при условии

$\sigma_z = const$ и $\sigma_y = const$. Для ведущего колеса изолинии будут иметь вид, изображенный на рис.12.4.

Эпюра напряжений при $\sigma_y = const$ имеет две положительные области: меньшая из которых направлена на смятие (уплотнение) грунта, а большая на отталкивание от уплотненного грунта. Между этими областями имеется область местного разуплотнения, характеризующая отрицательными напряжениями, что свидетельствует о местном разуплотнении грунта. Однако, при движении колеса, в следующее мгновение эта область попадает под уплотнение отталкивающей области и в результате она исчезает.

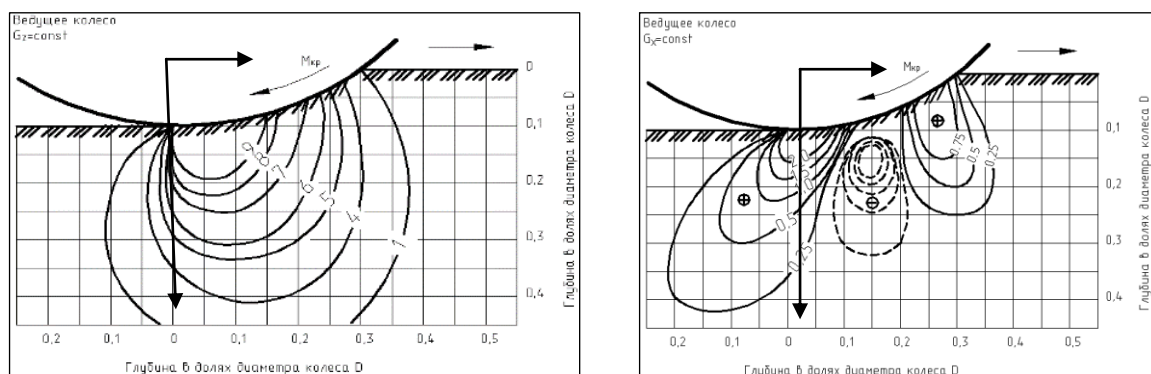


Рис. 12.4. Изолинии напряжений под ведущим колесом:

а – при $\sigma_z = \text{const}$; б - при $\sigma_y = \text{const}$

Для ведомого колеса изолинии будут иметь вид, изображенный на рис.12.5. Изолинии напряжений, при $\sigma_z = \text{const}$, будут иметь такой же вид, как и на рис. 12.4, единственное их отличие будет заключаться в меньших на 5 % абсолютных значений напряжений. Изолинии напряжений, при $\sigma_y = \text{const}$, имеют ярко выраженную эпюру напряжений, свидетельствующую об интенсивном уплотнении грунта. Эпюра уплотнения имеет клиновидную форму, ось симметрии которой перпендикулярна плоскости контакта колеса с уплотняющим грунтом (рис. 12.5.).

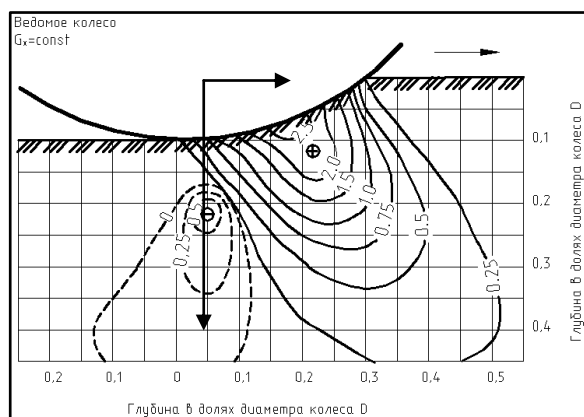


Рис. 12.5. Изолинии напряжений под ведомым колесом при $\sigma_y = \text{const}$

Эпюра напряжений при $\sigma_y = \text{const}$ имеет две области: положительную, в результате чего происходит уплотнение грунта, и отрицательную, свидетельствующую о местном разуплотнении, являющуюся отражением клиновидной области.

Приведенные данные свидетельствуют о возникновении полей напряжений под действием ведущего и ведомого колес автомобиля.

Сопротивление грунта резанию. Сила резания. В технологическом отношении под резанием грунтов с целью его разработки подразумевается процесс отделения от грунтового массива его части в виде кусков или слоёв (стружки) инструментом клинообразной формы. В физическом понимании – это один из способов механического разрушения грунтов. Резание и копание

осуществляются рабочими органами дорожно-строительных машин: отвалом бульдозера и автогрейдера, ковшом скрепера, экскаватора, погрузчика и других машин.

Резание - процесс отделения части грунта от массива режущей элементом (ножом) рабочего органа.

Копание - это совокупность процессов, включающих резание грунта, перемещение срезанного грунта в виде призмы волочения или по рабочему органу, а у некоторых машин перемещение грунта может происходить внутри рабочего органа. Сопротивление грунта копанию в 1,5...2,8 раза больше, чем сопротивление грунта резанию.

На процесс взаимодействия рабочего органа землеройной машины с грунтом существенное влияние оказывают следующие факторы:

- физико-механические свойства грунта,
- конструкция, геометрические параметры и состояние рабочего органа,
- режимы работы рабочего органа.

Классификация грунтов по трудности разработки основана на результатах работы динамического плотномера (табл. 12.1.). Нескальные грунты разбиты на восемь категорий по числу ударов динамического плотномера (ударника) ДорНИИ. Категория грунта определяется числом ударов, которые необходимы для погружения в грунт на глубину 10 см цилиндрического стержня плотномера площадью 1 см² под действием груза весом 25 Н, падающего с высоты 0,4 м и производящего за каждый удар работу в 10 Дж.

Таблица 12.1.

Категории грунтов по трудности разработки

Категория грунта	I	II	III	IV
Число ударов	1 ...4(3)	5—8(6)	9...16(12)	17—35(25)
Категория грунта	V	VI	VII	VIII
Число ударов С	35...70(50)	70... 140(100)	140...280(200)	280...560(400)

Основоположником теории резания грунтов является академик А.П.Горячкин. При взаимодействии рабочих органов землеройных машин с грунтом в зоне их силового воздействия в грунте возникает сложное напряженное состояние. В зоне контакта режущего органа с грунтом возникает концентрация напряжений, сопровождающаяся пластическими деформациями, приводящими к отделению от массива грунта элемента стружки - так называемого *тела скольжения* (рис. 12.6.а).

Режущий элемент рабочего органа (рис. 12.6.б.) характеризуется углом резания – α , задним углом – γ . Для рассмотрения сил, действующих на рабочий орган, проведем оси координат в любой точке верхней плоскости клина – ZX. Если допустить, что движение клина установившееся, а сам клин абсолютно острый, то на его рабочую поверхность будут действовать только две силы: равнодействующая нормальных сил - N и сила трения. Нормальное давление изображается перпендикуляром, проведенным к верхней плоскости клина.

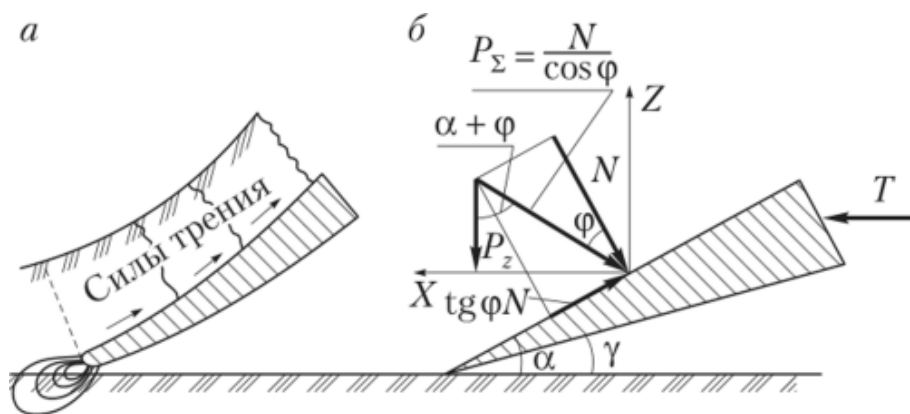


Рис. 12.6. Схема резания грунта: а – деформация грунта, б – схема сопротивления резанию

Сила трения выражается произведением нормального давления на коэффициент внутреннего трения. Имея две силы всегда можно получить равнодействующую или суммарную силу в виде $(N \operatorname{tg} \varphi)$, являющуюся диагональю прямоугольника. Равнодействующая сила равна:

$$P_{\Sigma} = \frac{N}{\cos \varphi} \quad 12.7.$$

Угол между нормальной силой - N и равнодействующей - P_{Σ} обозначают через φ и называют углом внутреннего трения грунта. Проекция равнодействующей силы на вертикальную ось, выразится в виде вертикальной силы резания - P_z , равной:

$$P_z = P_{\Sigma} \cos(\alpha + \varphi) = \frac{N}{\cos \varphi} \cos(\alpha + \varphi) \quad 12.8.$$

Угол между равнодействующей силой - P_z и вертикальной силой резания - P_{Σ} равен $-(\alpha + \varphi)$.

Проекция равнодействующей силы на горизонтальную ось, выразится в виде горизонтальной силы резания - P_x , равной:

$$P_x = P_{\Sigma} \sin(\alpha + \varphi) = \frac{N}{\cos \varphi} \sin(\alpha + \varphi) \quad 12.9.$$

Сила - P_x определяет необходимое тяговое усилие и называется *силой резания*. Найдём отношение:

$$\frac{P_z}{P_x} = \operatorname{ctg}(\alpha + \varphi) \quad 12.10.$$

При углах резания ($\alpha < 90^\circ - \varphi$) вертикальная составляющая P_z усилия резания направлена вниз, в результате чего происходит затягивание клина в грунт.

При углах ($\alpha > 90^\circ - \varphi$) вертикальная составляющая P_z действует вверх, выталкивая клин в сторону дневной поверхности.

При влажности, равной максимальной молекулярной влагоемкости, сопротивление резанию у песков возрастает, а у связных грунтов снижается. (рис. 12.7.).

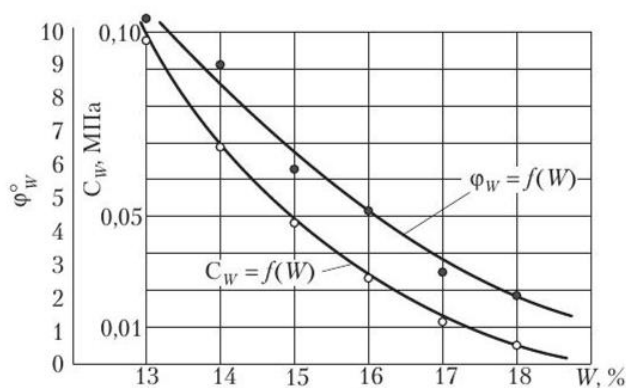


Рис. 12.7. Зависимость угла внутреннего трения и сцепления от влажности

Сила резания должна быть больше силы сопротивления, оказываемого грунтом при воздействии клина на грунт. Сила сопротивления резанию является равнодействующей сил, действующих на режущую кромку клина. Сила сопротивления равна:

$$P = P_1 + P_2 + P_3 \quad 12.11.$$

где P_1 — горизонтальная составляющая силы сопротивления резанию грунта:

$$P_1 = P_p + P_T + P_{np} = K_p b h + P_2 \mu_1 + q k_n \varepsilon \quad 12.12.$$

где P_p — сопротивление грунта резанию;

P_T — сопротивление трению ковша о грунт;

P_{np} — сопротивление перемещению грунта в ковше;

K_p — удельное сопротивление резанию;

b, h — ширина и толщина стружки грунта;

P_2 — нормальная сила к траектории движения;

μ_1 — коэффициент трения клина о грунт;

q — ёмкость ковша;

k_n — коэффициент наполнения ковша;

ε — коэффициент перемещению грунта в ковше;

P_2 — вертикальная составляющая силы сопротивления резанию грунта:

$$P_2 = P_1 \times \psi \quad 12.13.$$

где ψ – коэффициент, зависящий от физико-механических свойств грунта;
 P_3 – составляющая силы, которая действует в случае установки рабочего органа под углом к направлению движения, меньшим 90° .

Сила P_2 соответствует силе P_z и может быть направлена вниз или вверх в зависимости от соотношения реакций грунта на переднюю грань и на лезвие режущего органа. Вертикальная сила P_z изменяет свою величину и направление в зависимости от угла резания, угла трения грунта о металл и величины затупления режущей кромки.

Раздел IV РЕОЛОГИЧЕСКИЕ И ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Тема 13. РЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Понятие о реологии. *Реология* — это наука, изучающая протекание деформаций различных материалов во времени под действием приложенных к ним сил.

Реологические свойства рассматриваются в двух вариантах:

- 1) при уплотнении грунта;
- 2) при воздействии сдвиговых деформаций.

Реологические свойства при уплотнении рассматриваются при консолидации грунтов, т.е. уплотнении во времени. Реологические свойства грунтов подразделяются на: ползучесть, релаксацию напряжений и длительную прочность.

Ползучестью грунтов называется нарастание деформации во времени при действии на грунт постоянной нагрузки.

Релаксацией – это постепенное уменьшение напряжений в результате перехода при длительном действии нагрузок упругих деформаций в пластические.

Длительной прочностью называется прочность грунта при длительном действии нагрузки.

Ползучесть грунтов. *Ползучесть* грунта представляет собой непрерывную пластическую деформацию грунта под действием постоянной нагрузки. Сопровождается она релаксацией напряжений, т.е. уменьшением напряжений при постоянной деформации. Деформация ползучести развивается как в процессе уплотнения грунтов под действием нормальных напряжений, так и при сдвиге, т.е. при приложении касательных напряжений. Реологические процессы особенно характерны для пылевато-глинистых грунтов, в особенности при переходе из мерзлого состояния в оттаившее. Ползучесть характеризуется выражением:

$$l = f(t \rightarrow \infty, \sigma = const) \quad 13.1.$$

В этом выражении деформация - ℓ является функцией двух величин: времени и напряжения. Поэтому, деформация - ℓ изменяется во времени - t при постоянном напряжении - σ . Основными параметрами ползучести являются скорость деформирования и вязкость.

Скорость деформирования выражается зависимостью изменения деформации во времени. Деформирование грунта может быть связано с непрерывным течением грунта, его ползучестью; наличием некоторого предела (называемого порогом ползучести), преодоление которого приведет к возникновению ползучести; и преодолением структурного сцепления и внутреннего трения, за которым последует скол, связанные с нарушением структурной целостности грунта.

Вязкость грунта - это свойство связных грунтов оказывать сопротивление силам, стремящимся разъединить их частицы, оценивается *коэффициентом вязкости*, который представляет собой коэффициент пропорциональности между активной частью сдвигающего напряжения и скоростью деформирования:

$$\lambda = \frac{\tau - \tau_{lim}}{V_n} H \quad 13.2.$$

где τ – касательное напряжение, в результате воздействия которого возникает ползучесть грунта;

τ_{lim} - порог ползучести;

H – мощность слоя грунта;

V_n - скорость вязкого течения (деформирования);

Коэффициент вязкости грунта применяется для определения скорости вязкого течения. По Ньютону, *скорость вязкого течения* - V_n , на некоторой глубине - z от поверхности деформируемого слоя мощностью - H , при постоянном значении приложенного к его поверхности и не изменяющегося по глубине касательного напряжения - τ , и постоянном во времени значении коэффициента вязкости грунта - λ , определяется из выражения:

$$V_n = \frac{\tau}{\lambda} (H - z) \quad 13.3.$$

При быстром возрастании нагрузки сопротивление грунта будет наибольшим, и в нем будут преобладать упругие деформации; при медленном возрастании внешних сил сопротивление грунта станет меньшим, и он будет проявлять свойства ползучести. Различают: затухающую, установившуюся и незатухающую или (прогрессирующую) ползучести (рис. 13.1.).

На графике кривой ползучести отражаются следующие деформации:

1) отрезок «*оа*» - *мгновенная деформация*. При приложении нагрузки, верхние слои грунтовой толщи почти всегда имеют менее плотную структуру, чем глубинный грунт. За счет этого происходит частичное доуплотнение верхних слоев, что отражается мгновенной деформацией;

2) отрезок «ав» - неустановившаяся, или *затухающая ползучесть*. Этот отрезок кривой характеризует приложение такой нагрузки, при которой деформация возникает, но она имеет небольшую величину, и поэтому со временем затухает;

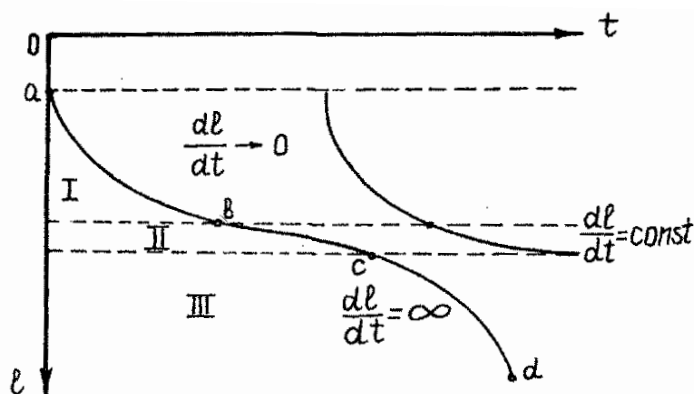


Рис. 13.1. Кривая ползучести

3) отрезок «bc» - *установившаяся ползучесть*, или пластическое течение с постоянной скоростью деформирования. Увеличение нагрузки, прикладываемой к грунту, привело к продолжению его деформирования. Этот отрезок характеризует переходной режим от затухающей ползучести к прогрессирующей;

4) отрезок «cd» - прогрессирующее течение со всевозрастающей скоростью деформирования. При приложении нагрузки, величина которой больше сопротивляемости грунта, произойдет выдавливание грунта из-под основания прикладываемой нагрузки (штампа, плиты, фундамента и т.д.).

Стадия затухающей ползучести характеризуется постепенным уменьшением скорости развития деформаций во времени. При этом происходит закрытие существующих микротрещин, увеличение числа контактов, более плотная упаковка грунтовых частиц, уменьшение объема грунта, т.е. его уплотнение. На стадии затухающей ползучести не только возникают микротрещины, но и образуются новые связи (водно-коллоидные и молекулярно-контактные), в результате чего увеличивается сопротивление разрушению существующих связей.

На стадии пластично-вязкого течения имеет место деформация пластического течения, при которой скорость практически постоянна. При этом происходит лишь перестройка структуры при неизменном объеме грунта. Установившаяся ползучесть всегда переходит в стадию – прогрессирующего течения.

На стадии прогрессирующего течения скорость развития деформаций во времени возрастает, что ведет к разрушению образца. При этом увеличивается объем грунта и уменьшается общее его сопротивление из-за появления новых микротрещин, что приводит грунт к хрупкому разрушению или вязкому течению, сопровождающемуся выдавливанием в стороны от нагруженной поверхности.

Порог ползучести. Ползучесть глинистых грунтов наступает не сразу после приложения нагрузки, поскольку, в начальный момент, ползучести сопротивляются внутренние силы между частицами грунта. Необходимо некоторое

давление, которое выдерживают внутренние силы, и только после превышения этих сил наступает деформация ползучести. Промежуток времени от начала приложения нагрузки до начала процесса ползучести называют *порогом ползучести*. Переход глинистых грунтов в состояние ползучести возможен лишь при превышении сдвигающими напряжениям предела, называемого порогом ползучести. Под порогом ползучести понимают такое касательное напряжение, при котором деформация ползучести резко интенсифицируется. Порог ползучести можно выразить уравнением:

$$\tau_{\text{lim}} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C \quad 13.4.$$

Порог ползучести грунтов зависит от структуры, состава грунта, температуры, давления, скорости действия давления. Графически порог ползучести выражается отрезком, измеряемым от начала координат до первого сдвигающего напряжения, при котором начинается ползучесть грунта (рис. 13.2).

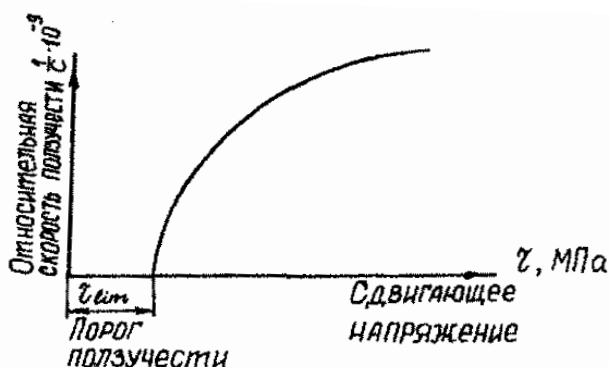


Рис. 13.2. Зависимость скорости ползучести от сдвигающего напряжения

Учитывая, что порог ползучести зависит от влажности грунта, нормального напряжения и времени действия этого напряжения на грунт, можно записать

$$\tau_{\text{lim}} = f(\sigma, W, t) \quad 13.5.$$

Деформация ползучести глинистых грунтов. Ползучесть грунтов характерна для грунтов с малой степенью *литификации*, которая представляет собой процесс уплотнения минеральных отложений за счет вытеснения воды из пор грунта, после чего между частицами возникают связи, ведущие к образованию твердой осадочной породы. К таким грунтам относятся осадочные глинистые отложения (ленточные глины, текучепластичные и мягкопластичные глины, илы, сапропели) и грунты, образовавшиеся в условиях переменного избыточного увлажнения (торф, заторфованные грунты).

На основании формулы Маслова Н.Н. (выражение 11.10) все глинистые грунты подразделяются на: жесткие, скрытопластичные и пластичные:

$$S_{\sigma} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C_W + C_C$$

Жесткие глинистые грунты (аргиллиты) характеризуются выражением 11.16.

$$S_{\sigma} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c_c \quad \text{при} \quad c_w = 0$$

В жестких глинах отсутствует связность, а угол внутреннего трения в слабой степени зависит от увлажнения, в связи с чем в них деформация ползучести отсутствует, а прочность грунта будет обеспечена на весь период работы сооружения. Такие грунты обладают повышенной твердостью и прочностью. Если сдвиговые напряжения превысят прочность грунта, в них возникнут трещины, что в результате приведет к деформации, называемые *сколом*, которые сопровождаются образованием трещин.

Пластичные глинистые грунты характеризуются выражением 11.17.

$$S_{\sigma} = C_w \quad \text{при} \quad C_c = 0 \quad \varphi = 0$$

За счет доминирующего показателя - связности грунта, зависящей от влажности, первостепенное значение в оценке прочности приобретает равенство сопротивляемости грунта сдвигу и связности грунта. За счет заполнения пор грунта водой, внутреннее трение и сцепление между частицами отсутствует, в результате грунт приобретает ползучесть даже при небольших касательных напряжениях. В связи с этим, порог ползучести в пластичных глинистых грунтах отсутствует.

Скрытопластичные глинистые грунты занимают промежуточное место между жесткими и пластичными глинами. Для них характерно присутствие сил внутреннего трения между частицами, структурное сцепление и связность. Такие грунты характеризуются формулой Маслова Н.Н. и для них характерен порог ползучести. Разрушение скрытопластичных грунтов произойдет при превышении касательным напряжением сопротивляемости грунта сдвигу, что выразится уравнением:

$$\tau \geq S_{\sigma} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C_W + C_C \quad 13.6.$$

Прочность грунта будет обеспечена на весь период работы сооружения при условии: для скрытопластичного грунта:

$$\tau \leq S_{\sigma} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C_W + C_C \quad 13.7.$$

для жесткого грунта:

$$\tau \geq S_{\sigma} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C_C \quad 13.8.$$

Длительная прочность. На основании рассмотренной кривой ползучести различают характерные показатели грунта: мгновенную, временную и длительную прочность (рис. 13.3.).

Мгновенная прочность ($R_{сж\ 0}$) – это прочность, соответствующая мгновенному сопротивлению грунта в самом начале загрузки.

Временная прочность ($R_{сж\ t}$) – это прочность, изменяемая во времени.

Длительная прочность ($R_{сж\ дл}$) – это прочность наименьшего предела при релаксации напряжений, ниже которых сопротивление грунта постоянно. С длительной прочностью тесно связано и такое понятие, как *долговечность* – время от момента приложения нагрузки к сооружению до момента его разрушения.

При проектировании сооружений, передающих постоянную нагрузку, (например, земляное полотно автомобильной дороги в виде высокой насыпи, передающее нагрузку на основание) приходится исходить из предела длительной прочности, а в случае периодического возрастания нагрузки (например, при движении или остановке большегрузных автомобилей на обочине) – из длительной прочности с учетом продолжительности действия нагрузки. Такое проектирование обеспечит устойчивость сооружения.

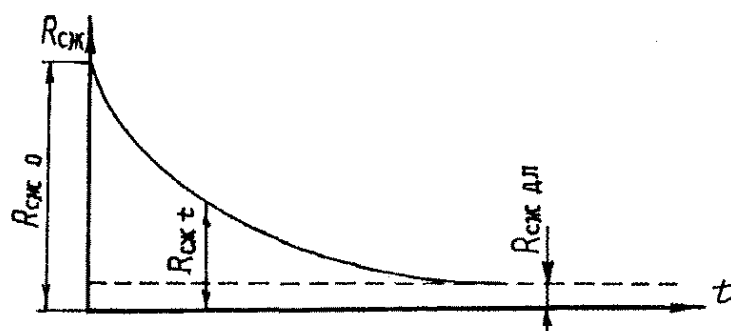


Рис. 13.3. Кривая длительной прочности

Релаксация напряжений. *Релаксацией напряжений* называют процесс изменения (уменьшения) напряжений (τ , σ) во времени (t) при сохранении постоянной деформации. Кривая релаксации представлена на рис. 13.4.

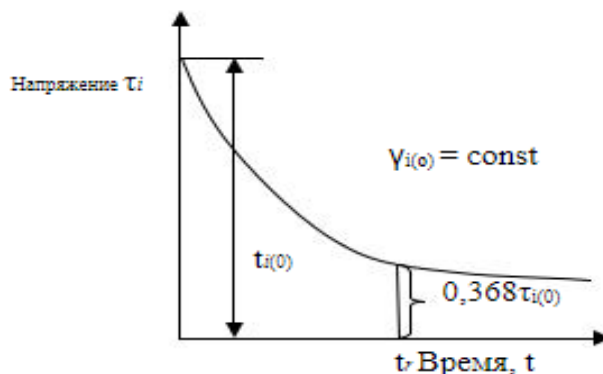


Рис. 13.4. Кривая релаксации напряжения

Кривую релаксации можно разбить на два участка: первый – характеризует интенсивный режим падения напряжения в условиях затухающей скорости релаксации; второй – асимптотическое приближение кривой к постоянному (предельному) значению.

Время релаксации напряжения - t_r определяют исходя из модуля сдвига грунта и коэффициента вязкости грунта:

$$t_r = \frac{\lambda}{G} \quad 13.9.$$

где λ – коэффициент вязкости грунта, определяемый из выражения 13.2;

G – модуль сдвига, связанный с модулем упругости и коэффициентом Пуассона зависимостью:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad 13.10.$$

где E – модуль упругости грунта;

ν – коэффициент Пуассона.

Тема 14. ТЕОРИЯ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ КОНСОЛИДАЦИИ

Теория фильтрационной консолидации. Теория фильтрационной консолидации связана с перераспределением давления между частицами грунта и водой, находящейся в его порах, при её отжатии из пор, под действием постоянно приложенной нагрузки.

Осадка грунта под действием нагрузки происходит не мгновенно, а замедленно. Это связано с процессом вытеснения воды из пор грунта и как следствие этого деформацией грунтового скелета. Скорость осадки определяется соотношением между скоростью сжатия скелета грунта и скоростью выжимания воды из пор. В связи с этим процесс осадки под действием прилагаемого усилия делится на два этапа: первоначальной (фильтрационной) и вторичной консолидации, происходящей за счет деформации скелета грунта.

Консолидация грунта. *Консолидация* – это уплотнение грунта под действием сжимающего усилия (в том числе от собственного веса) до полного окончания процесса деформации под данной нагрузкой.

Рассматривают две стадии консолидации грунта:

1) *стадия первичной консолидации* (фильтрационной), при которой уплотнению препятствует фильтрация свободной воды. Фильтрационная консолидация составляет порядка 90...95 % от общей консолидации;

2) *стадия вторичной консолидации*, при которой скорость уплотнения зависит от вязких свойств пленочной воды. Вторичная консолидация составляет 5...10 % от общей.

Теория фильтрационной консолидации (теория Терцаги-Герсеванова) основывается на равенстве объема отжимаемой из грунта воды и величины уменьшающейся пористости грунта. Данная теория имеет ряд допущений:

- поры сжимаемого слоя грунта полностью заполнены водой;
- вода и частицы грунта считаются несжимаемыми;
- коэффициент пористости грунта изменяется линейно с изменением действующей на него нагрузки;
- коэффициент фильтрации грунта сжимаемого слоя в течение всей консолидации остается постоянным (уплотнение грунта не влияет на его величину).

На основании принятых допущений, и согласно теории фильтрационной консолидации, можно представить, что расход отжимаемой воды - q_z равен величине уменьшающейся пористости - n за время - t от нагрузки - P_z на некоторой глубине - z . Следовательно, эти величины можно связать следующим уравнением:

$$dq_z = \frac{dn}{dt} dz \quad 14.1.$$

Исходя из этого уравнения проф. К. Терцаги дал решение задачи в виде следующего дифференциального уравнения:

$$C_v \frac{d^2 P_{z\text{ ск}}}{dz^2} = \frac{dP_{z\text{ ск}}}{dt} \quad 14.2.$$

где $P_{z\text{ ск}}$ - давление на твердые частицы (скелет грунта);

C_v - коэффициент консолидации, отражающий изменение фильтрационных свойств грунта в зависимости от степени уплотнения и определяемый из выражения:

$$C_v = \frac{K_\phi \left(\frac{1+e_{cp}}{a} \right)}{\rho_w} \quad 14.3.$$

где K_ϕ - коэффициент фильтрации грунта (см/год);

e_{cp} - среднее значение коэффициента пористости;

ρ_w - плотность воды (т/м³);

a - коэффициент уплотнения (выражение 4.9, тема 4 «Сжимаемость грунтов»).

Коэффициент консолидации прямо пропорционален коэффициенту фильтрации и обратно пропорционален коэффициенту уплотнения.

Для определения среднего значения коэффициента пористости, в выражении для определения коэффициента консолидации, вычисляют начальное и конечное значения коэффициентов пористости. Коэффициент пористости до начала отжатия воды из грунта (начальный коэффициент пористости – $e_1 = e_{нач}$), т.е. до процесса уплотнения грунта (консолидации), и коэффициент пористости на стадии полной консолидации (конечное значение коэффициента пористости – $e_2 = e_{кон}$), т.е. при достижении грунта окончательного уплотнения определяют из выражений:

$$e_1 = e_n = \frac{W_n \rho_{нач}}{\rho_w} \quad 14.4.$$

где e_n – начальное значение коэффициента пористости (до уплотнения грунта);

W_n – влажность грунта (до уплотнения), доли единицы;

$\rho_{нач}$ – плотность грунта до уплотнения г/см³;

ρ_w – плотность воды, г/см³;

$$e_2 = e_k = e_n - \frac{e_p (1 + e_n)}{1000} \quad 14.5.$$

где e_k – конечное значение коэффициента пористости (после уплотнения);

e_p – модуль осадки грунта, мм/м.

Среднее значение коэффициента пористости определяют из выражения:

$$e_{cp} = \frac{e_n + e_k}{2} \quad 14.6.$$

Кроме того, в выражении для определения коэффициента уплотнения – α , в знаменателе стоит разность между начальным давлением – P_1 , на поровую воду и конечным – P_2 (выражение 4.9):

$$\alpha = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1}$$

Начальное давление – P_1 , равное природному, определяют из выражения:

$$P_1 = P_{np} = 0,01 H_{сл} \rho_{нач} \quad 14.7.$$

где $H_{сл}$ – глубина слоя на который действует давление;

$\rho_{нач}$ – плотность грунта соответствующая природному давлению.

Конечное давление – P_2 , при котором коэффициент пористости достигает конечного значения, равного – e_2 , определяют из выражения:

$$P_2 = 0,01 \frac{H}{\rho_{\text{кон}}} \rho_{\text{кон}} \quad 14.8.$$

где $\rho_{\text{кон}}$ – плотность грунта после уплотнения.

Первое допущение теории фильтрационной консолидации гласит, что поры полностью заполнены водой. А это значит, что изменение пористости грунта связано с изменением влажности в процессе уплотнения. Определить влажность грунта в любой промежуток времени, в течение которого происходит консолидация, можно из выражения:

$$W_t = W_n - U_{\text{вр}} (W_n - W_k) \quad 14.9.$$

где W_t – влажность грунта на заданный период времени приложения нагрузки;

W_n – начальная влажность перед приложением нагрузки;

W_k – конечная влажность грунта после завершения консолидации;

$U_{\text{вр}}$ – коэффициент времени, определяемый из выражения:

$$U_{\text{вр}} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N} \quad 14.10.$$

где e – коэффициент пористости;

N – некоторое число, характеризующее как фактор времени, зависит от коэффициента консолидации – C_v , времени полной консолидации – $T_{\text{стаб}}$, мощности уплотняемого слоя грунта – H , и определяется из выражения:

$$N = \frac{\pi^2 T_{\text{стаб}} C_v}{4 H^2} \quad 14.11.$$

Время полной консолидации, обозначаемое – $T_{\text{стаб}}$, определяется из уравнения:

$$T_{\text{стаб}} = \frac{1,13}{\xi_k} \quad 14.12.$$

где ξ_k – приведенный коэффициент консолидации, имеющий размерность обратную времени – t^{-1} , вычисляемый по формуле:

$$\xi_k = C_v \frac{1}{H^2} = \frac{K_\phi (1 + e_{\text{ср}})}{a \rho_w} \frac{1}{H^2} \quad 14.13.$$

где C_v – коэффициент консолидации, определяемый из выражения 14.3.;

H – толщина слоя уплотнения.

Разработаны таблицы, по которым, в зависимости от значения числа – N , определяют значение коэффициента времени – $U_{вр}$ (табл. 14.1).

Таблица 14.1.

Значение числа N при постоянном давлении
в зависимости от коэффициента времени $U_{вр}$

$U_{вр}$	N	$U_{вр}$	N	$U_{вр}$	N	$U_{вр}$	N
0,05	0,005	0,30	0,17	0,55	0,59	0,80	1,40
0,10	0,02	0,35	0,24	0,60	0,71	0,85	1,69
0,15	0,04	0,40	0,31	0,65	0,84	0,90	2,09
0,20	0,08	0,45	0,39	0,70	1,00	0,95	2,80
0,25	0,12	0,50	0,49	0,75	1,18	-	-

Таким образом, методика определения количества воды содержащейся в порах грунта при фильтрационной консолидации заключается в следующем.

1. Лабораторными исследованиями определяют следующие характеристики грунта:

K_f – коэффициент фильтрации грунта (ГОСТ 25584-2016);

W_n – начальную влажность до уплотнения грунта (ГОСТ 5180-2015);

W_k – конечную влажность после уплотнения грунта (ГОСТ 5180-2015);

ρ_n – начальная плотность грунта, до уплотнения (ГОСТ 5180-2015);

ρ_k – конечная плотность грунта после уплотнения (ГОСТ 5180-2015);

ρ_w – плотность воды, принимается равной 1 г/см³;

e_p – модуль осадки (ГОСТ 54477-2011);

$H_{сл}$ – толщина слоя уплотнения (ВСН 55-69 Инструкция по определению требуемой плотности и контролю за уплотнением земляного полотна автомобильной дороги. Таблица 3 Оптимальная толщина уплотняемого слоя грунта).

2. Определяют начальный коэффициент пористости грунта – e_n (выражение 14.4.).

3. Определяют конечное значение коэффициента пористости грунта – e_k (выражение 14.5.).

4. Рассчитывают среднее значение коэффициента пористости грунта – $e_{ср}$ из выражения 14.6.

5. Определяют начальное (природное) давление в грунте – P_1 (выражение 14.7).

6. Определяют конечное значение давления – P_2 , при котором коэффициент пористости достигает конечного значения, равного – e_k . (выражение 14.8).

7. Рассчитывают коэффициент уплотнения – a (выражение 4.9).

8. Рассчитывают коэффициент консолидации – C_v из выражения 14.3.

9. Рассчитывают приведенный коэффициент консолидации – ξ_k из выражения 14.13.

10. Рассчитывают время полной консолидации, обозначаемое – $T_{стаб}$, из выражения 14.12.

11. Определяют число N из выражения 14.11.

12. Определяют коэффициент времени – $U_{вр}$. Этот показатель можно рассчитывать по формуле 14.11. или определять по таблице.14.1.

13. Определяют количества воды содержащейся в порах грунта при фильтрационной консолидации из выражения 14.9.

14. На основании полученных данных строят график зависимости влажности от времени консолидации (рис. 14.1).

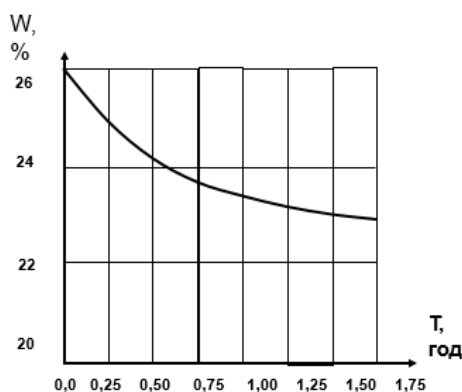


Рис. 14.1. График изменения влажности во времени

ТЕМА 15. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Режимы течения воды в грунтах. Грунты представлены частицами различной крупности, а поры - каналами, имеющими переменное сечение, соединенными и переплетающимися между собой. Движение свободной воды по этим каналам называется *фильтрацией*. При изучении фильтрации в основу положен статистический метод. Фильтрация в грунтах, имеющих естественное залегание, зависит от двух основных параметров: гранулометрического состава и вязкости жидкости, а в грунтах нарушенного строения дополнительно от степени их уплотненности. Рассмотрение модели пористого грунта легче всего произвести на фиктивном грунте, который представляет собой физическую модель, состоящую из минеральных частиц сферической формы и одинакового размера, с помощью которой можно произвести расчет порового пространства грунта. В грунтах естественного залегания движение воды возможно при наличии определенного напора, который может быть вызван:

- расположением точек грунта от нулевого уровня;
- внешним давлением от сооружения, вызывающий выжимание воды из под основания;
- расположением источника нагнетания жидкости в грунт.

Если линии токов воды нигде не пересекаются друг с другом, такое движение называется *ламинарным*, при наличии пересечений и завихрений течение воды называется *турбулентным* (рис.15.1).

В грунтах движение воды принято принимать как ламинарное, которое происходит с тем большей скоростью, чем больше гидравлический градиент. Движение воды в порах грунта может быть: установившимся и неуставив-

шимся, равномерным и неравномерным, плавно изменяющимся и резко изменяющимся, напорным и безнапорным, двухмерным (плоским) и трехмерным (пространственным).

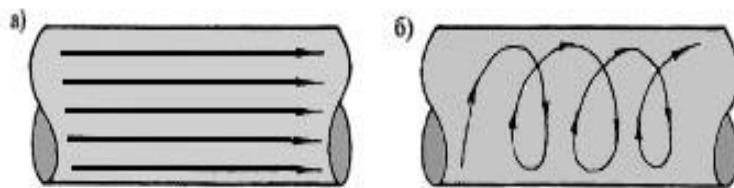


Рис. 15.1. Режимы течения воды
а – ламинарное; б – турбулентное

Установившееся движение воды – это когда кинематические характеристики движения водного потока с течением времени не изменяются. Другими словами, поры грунта одинаковы и фильтрация воды по ним протекает равномерно.

Неустановившееся движение воды – когда пора меняет свое поперечное сечение и тогда скорость прохождения струи воды зависит от размера поры.

Равномерное движение воды – когда каждая точка водного потока проходит в единицу времени одинаковое расстояние. Это возможно, если грунт однородный и большинство его пор имеют одинаковый размер.

Плавно изменяющимся – когда линия тока воды меняет угол движения по радиусу. Такой режим движения характерен для фиктивного грунта.

Резко изменяющимся – когда линия тока воды упирается в замкнутое пространство или минеральную частицу, отличающуюся по размерам от остальных.

Безнапорное движение воды – когда поток воды сверху ограничен свободной поверхностью, на которой давление равно атмосферному. Например, просачивание воды при выпадении интенсивного дождя.

Напорное движение воды характерно для полностью заполненного водоносного пласта, т.е. когда сверху и снизу поток воды ограничен водоупорами, а в самом пласте все поры заполнены водой.

Двухмерное (плоское) движение воды – когда поток воды направлен в одну сторону. Например, течение воды по гидроизогипсам, имеющим уклон.

Трехмерное (пространственное) движение воды – когда поток воды направлен во все стороны. Характерно для нагнетания воды под давлением через источник.

Закон Дарси для песчаных грунтов. Французский ученый А.Дарси в 1885 г. сформулировал закон ламинарной фильтрации, согласно которому «...для песков одного качества, пропускаемый им расход, прямо пропорционален толщине фильтрующегося слоя».

На приборе устанавливают режим, при котором количество воды наливаемого в цилиндр сверху, будет равно количеству воды, вытекающему из цилиндра, т.е. обеспечивают установившийся режим течения воды в порах грунта.

При этом по пьезометрам видно, что давление на различных уровнях фильтрации различно – в верхних слоях грунта оно меньше, а в нижних больше. Это явление объясняется разными напорами воды в нижних и верхних слоях грунта. Следовательно, первый вывод, который можно сделать, что для обеспечения равномерного режима течения воды, необходимо обеспечивать различный напор, зависящий от расположения слоя грунта выше или ниже источника притока воды.

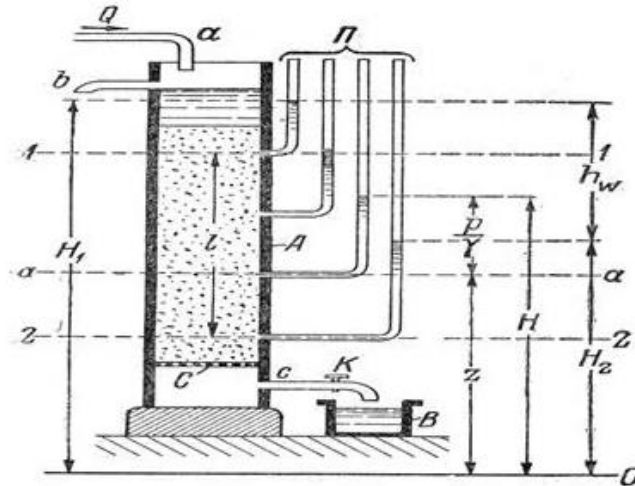


Рис. 15.2. Прибор для определения фильтрационных свойств грунта

Следующим шагом будет изучение понятия скорости фильтрации. Труба диаметром D заполнена грунтом, пористость которого обозначим – n (рис. 15.3.).

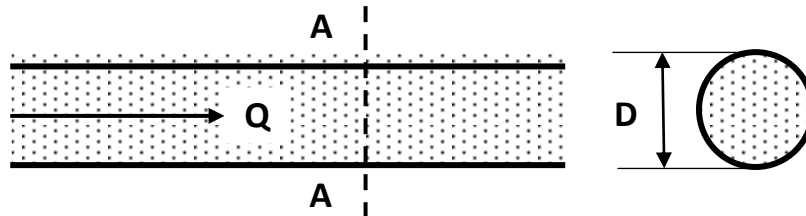


Рис. 15.3. Схема для объяснения понятия скорости фильтрации

По порам грунта движется вода с расходом Q . Обозначим некоторое сечение в трубе через $A-A$. Сечение круглой трубки равно:

$$F = \frac{\pi D^2}{4} \quad 15.1.$$

В сечении $A-A$ часть сечения занята минеральными частицами – F_s , а часть порами – F_n , через которые фильтруется вода. Таким образом сечение трубки равно:

$$F = F_n + F_s \quad 15.2.$$

При определенной скорости фильтрации струя воды в единицу времени проходит сечение dF . Через то же сечение в единицу времени осуществляется расход воды, равный dQ . Тогда скорость фильтрации в данной точке потока будет равна:

$$V_1 = \frac{dQ}{dF} \quad 15.3.$$

Если перейти от рассмотрения скорости в точке к скорости всего потока, то действительный расход воды – Q через трубку, отнесенный к площади всех пор грунта в трубке – F , будет соответствовать средней скорости фильтрации, т.е. можно записать:

$$V_\phi = \frac{Q}{F} \quad 15.4.$$

откуда:

$$Q = V_\phi \times F \quad 15.5.$$

Как было сказано ранее: при фильтрации имеет место различный напор в слоях грунта (рис. 15.2.). Обозначим давление в верхней части цилиндра – H_1 в нижней части – H_2 . Тогда, падение напора будет – $(H_1 - H_2)$. Это падение происходит на длине фильтрации равной – L . Отношение падения напора к длине фильтрации выразится *гидравлическим градиентом напора*:

$$I = \frac{H_1 - H_2}{L} \quad 15.6.$$

Гидравлического градиента, представляет собой отношение разности геодезических отметок гидроизогипс к расстоянию между этими отметками. Учитывая, что скорость фильтрации зависит от напора воды, между скоростью фильтрации и напором существует связь, которая зависит от изменения напора воды. Для уравнивания этой связи А.Дарси ввел коэффициент фильтрации, который равен скорости фильтрации при градиенте равном единице, т.е. при $I = 1$. Тогда скорость фильтрации выразится уравнением:

$$V_\phi = K_\phi I \quad 15.7.$$

где K_ϕ – коэффициент фильтрации, см/с, м/сут;

I – гидравлический градиент напора.

Таким образом, расход воды Q в единицу времени через площадь поперечного сечения грунта F , выразится *законом ламинарной фильтрации*, который имеет вид:

$$Q = V_\phi F = K_\phi IF \quad 15.8.$$

где V_ϕ - скорость фильтрации;
 K_ϕ - коэффициент фильтрации;
 I - гидравлический градиент напора.

Согласно закону Дарси, скорость фильтрации V_ϕ , прямо пропорциональна гидравлическому градиенту (выражение 15.7.), а коэффициент фильтрации равен скорости фильтрации при градиенте, равном единице. Коэффициент фильтрации для песчаных грунтов определяется в соответствии с ГОСТ 25584-90 на приборе Союздорнии:

$$K_\phi = \frac{864 h}{T t} f \left[\frac{S}{H_0} \right] \quad 15.9.$$

где – 864 – переводной коэффициент из см/с в м/сутки;
 h – высота образца грунта в приборе Союздорнии (10 см);
 T – температурная поправка равная $T = (0,7 + 0,03 T_\phi)$;
 T_ϕ – фактическая температура фильтрующейся воды;
 t – время падения уровня воды в пьезометре;
 f – функция от величины $\left[\frac{S}{H_0} \right]$, определяемая по таблице;

где S – уровень падения воды в пьезометре;
 H_0 – градиент напора.

Для приближенных расчетов коэффициента фильтрации можно использовать формулу:

$$K_\phi = 1000 d_{10}^2 \quad 15.10.$$

где d_{10} - действующий диаметр, определяемый по суммарной кривой гранулометрического состава, мм.

Данная формула Закона Дарси правомерна для песков и крупнообломочных грунтов, в которых все поры открыты и вода имеет полную свободу движения.

Закон Дарси для глинистых грунтов. В глинистых грунтах часть пор закрыта и движение воды осуществляется только через открытые поры, которые характеризуются, так называемой, активной пористостью. Фильтрация воды в вязких глинистых грунтах имеет свои особенности, вызванные малыми размерами пор и вязким сопротивлением водно-коллоидных пленок, обволакивающих минеральные частицы грунтов. Чем тоньше водно-коллоидные пленки, что имеет место у уплотненных глинистых грунтов, тем большее сопротивление они оказывают напорному движению воды. Фильтрация воды в вязких глинистых грунтах начинается лишь при достижении градиентом напора некоторой начальной величины, преодолевающей внутреннее сопротивление движению, оказываемое водно-коллоидными пленками. Данный процесс похож на возник-

новение порога ползучести у скрытопластичных глинистых грунтов (тема 13. рис. 13.3.).

Закон ламинарной фильтрации для глин имеет вид:

$$v_{\phi} = K_{\phi} (I - I_0) \quad 15.11.$$

где I_0 - начальный градиент напора для глин, колеблется в пределах от 10 до 70, причем значения тем выше, чем больше влажность и степень уплотнения грунта.

Графически закон ламинарной фильтрации для песчаных и глинистых грунтов представлен на графике (рис. 15.4).



Рис. 15.4. Зависимость между скоростью фильтрации и гидравлическим градиентом

Характеристика фильтрационных свойств грунтов. Фильтрационная способность грунтов зависит от таких физических свойств, как: пористость грунта (коэффициент пористости), трещиноватость скальных грунтов. Фильтрационные свойства грунта отражаются на определении следующих показателей: степени влажности, влагоемкости, водонасыщении и ряда других показателей.

Как было сказано ранее, фильтрация воды в порах грунта зависит от его *пористости*, которая представляет собой отношение объема пор в грунте к общему объему, занимаемому грунтом. Кроме того, пористость может быть выражена через плотность частиц и плотность сухого грунта:

$$n = \frac{V_{пор}}{V} = \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \right) \cdot 100, \%. \quad 15.12.$$

Пылевато-глинистые грунты по СП 5.01.04-2025 «Грунты. Классификация» характеризуются *коэффициент пористости грунта*, который представляет собой отношение объема пор к объему твердой фазы. Кроме того, коэффициент пористости выражается через плотности частиц грунта и сухого грунта и определяется из выражения (4.7):

$$e = \frac{V_{nop}}{V_T} = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}$$

Трещиноватость скальных грунтов (магматических и метаморфических) сказывается на водопропускной способности этих горных пород.

Трещиноватость оценивается коэффициентом трещиноватой пустотности:

$$КТП = \frac{S_{тр}}{S_{изм}} \times 100, \% \quad 15.13.$$

где $S_{тр}$ – площадь трещины в некотором сечении;

$S_{изм}$ – площадь сечения.

По коэффициенту трещиноватой пустотности горные породы характеризуются:

- 1) слабой трещиноватостью ($КТП = 2 \dots 5 \%$);
- 2) средней ($КТП = 5 \dots 10 \%$);
- 3) сильной ($КТП = 10 \dots 15 \%$);
- 4) очень сильной ($КТП = 15 \dots 20 \%$).

Чем выше трещиноватость, тем больше водопропускная способность горной породы.

Приведенные выше показатели применяются при расчете степени влажности, влагоемкости, водонасыщения и др. Степень влажности грунта представляет собой отношение естественной влажности грунта - W к полной влагоемкости – W_{max} . Степень влажности зависит от плотности частиц грунта и коэффициента пористости и поэтому может быть выражен уравнением:

$$S_r = \frac{W}{W_{max}} = \frac{W \rho_s}{e \rho_w} \quad 15.14.$$

Влагоемкость – способность грунта вмещать и удерживать в себе определенное количество воды при возможности её свободного вытекания под действием силы тяжести. Различают влагоемкость: капиллярную (определяют на капилляриметрах Каменского), максимальную молекулярную (определяют методами: центрифугирования, влагоемких сред, высоких колонн), гигроскопическую (определяют весовым методом).

Методы определения фильтрационных свойств грунтов. *Определение коэффициента фильтрации песчаных грунтов*, применяемых в дорожном и аэродромном строительстве, выполняют на приборе Союздорнии, ГОСТ 25584-2016 (рис. 15.5.).

Прибор Союздорнии представляет собой металлический цилиндр с подставкой, поддоном и стаканом. Принцип определения заключается в заполнении цилиндра на высоту 100 мм исследуемым грунтом, а оставшуюся часть ци-

линдра, также на высоту 100 мм, заполняют водой. Контроль расхода воды осуществляется по пьезометру, установленному в цилиндре с водой. Уплотнение грунта в цилиндре выполняют с помощью трамбовки.

Основные работы по определению коэффициента фильтрации грунта включают:

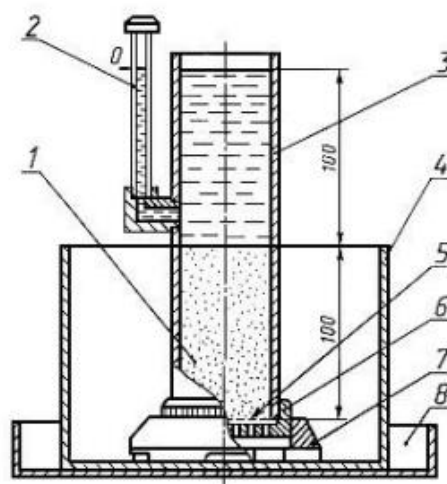


Рис. 15.5. Прибор Союздорнии для определения коэффициента фильтрации песчаных грунтов

- 1) заполнение цилиндра грунтом в три приема, с уплотнением каждого слоя 40 ударами трамбовки;
- 2) установку цилиндра с грунтом на подставку, а после этого в стакан, для пропитки грунта водой;
- 3) заполнение верхней части цилиндра водой и установка его на поддон;
- 4) при вытекании воды через перфорированное дно цилиндра определяют с помощью секундомера падение уровня воды в пьезометре от 0 до 50 мм.

Коэффициент фильтрации песчаного грунта м/сут, приведенный к условиям фильтрации при температуре 10 °С, вычисляют по формуле 15.9.

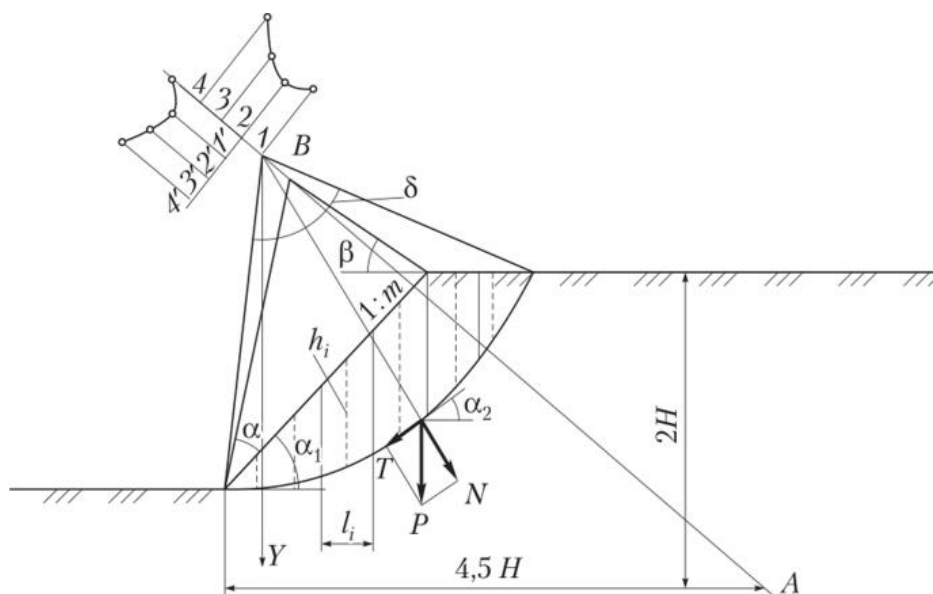
Определение *коэффициента фильтрации глинистых грунтов на компрессионно-фильтрационном приборе*. Компрессионно-фильтрационный прибор позволяет проводить испытания грунтов нарушенного и ненарушенного сложения супесей, суглинков и глин под нагрузкой при переменном градиенте напора, ГОСТ 25584-2016.

Раздел IV ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ДОРОЖНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Тема 16. ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ И СКЛОНОВ В ОДНОРОДНЫХ ГРУНТАХ

Метод Фелениуса. Откосы земляных сооружений являются самыми уязвимыми местами дорожной конструкции, поскольку они испытывают воздей-

Откосы и склоны рассчитываются на устойчивость с учетом сухого или водонасыщенного состояния грунта, воздействия гидростатического или фильтрационного давления, возникающего в толще земляной конструкции. В основе расчета на устойчивость лежит метод, заключающийся в том, что на откосную часть грунтового массива действуют сдвигающие и удерживающие силы. Шведский ученый В.Феллениус разработал метод расчета области деформации откоса или склона, находящегося в неустойчивом состоянии. Метод получил название «Метода Феллениуса» (рис. 16.1).



Учитывая, что деформация грунта происходит по кривой скольжения, представляющей собой круглоцилиндрическую поверхность, в основе своего метода Феллениус положил расчет определения центра кривой скольжения. В методе Феллениуса сдвигающие - P_{cd} и удерживающие - P_{yo} силы образуют моменты, представляющие собой произведение силы на плечо. Таким образом, на деформируемую часть откоса действуют:

- где X – плечо, равное расстоянию от центра тяжести сдвигающего или удерживающего объема грунта до оси, проведенной из центра тяжести.

$$K = \frac{\sum M_{y\partial}}{\sum M_{c\partial}} \quad 16.1.$$

Для определения моментов производят построение расчетной схемы (рис.16.1.), которую выполняют в следующей последовательности.

1. Из нижней точки откоса опускают перпендикуляр и откладывают величину, равную высоте откоса - H .

2. От полученной точки вправо откладывают отрезок равный 4,5 высоты насыпи, т.е. $4,5 H$. Получают точку А.

3. Из нижней и верхней точек откоса проводят лучи под углами – α и β , величины которых зависят от заложения откоса – угла α_1 (табл. 16.1.). На пересечении лучей получаем точку В.

Таблица 16.1.

Значения углов α и β в зависимости от угла откоса α_1

Заложение откоса, 1 : m	Угол откоса, α_1	Углы проведения лучей	
		α	β
1 : 1	$45^{\circ}00'$	28°	37°
1 : 1,5	$33^{\circ}41'$	26°	35°
1 : 2	$26^{\circ}41'$	25°	35°
1 : 3	$18^{\circ}25'$	25°	35°
1 : 4	$14^{\circ}03'$	25°	36°
1 : 5	$11^{\circ}19'$	25°	37°

4. Соединяют прямой линией точки А и В. На продолжении линии АВ выбирают точку 1, которую принимают за центр кривой скольжения.

5. Радиусом, равным расстоянию от точки 1 до нижней точки откоса, проводят круговую кривую до пересечения с горизонтальной линией откоса. Полученную точку соединяют прямой с точкой 1. Получают сегмент, в который попадает откосная часть насыпи.

6. Из точки 1 опускают перпендикуляр, который обозначают «Ось Y». Эта ось делит откос на две части. Та часть откоса, которая лежит слева от оси Y удерживает грунт от обрушения. Эта масса грунта образует удерживающий момент. Та часть откоса, которая расположена в пределах сегмента справа сдвигает массу грунта по полученной круговой кривой. Эта масса грунта образует сдвигающий момент.

7. Вправо и влево от оси Y разбивают сегмент на блоки, соблюдая условие, что граница между блоками должна проходить по оси Y и по верхней точки откоса. Если откос имеет переменный уклон (при высоте насыпи более 6 м), то точка изменения уклона является обязательной, через которую также проходит граница между блоками.

8. В каждом блоке проводят среднюю линию, соблюдая условие: в трапеции средняя линия проводится посередине блока, а в треугольном блоке на расстоянии 2/3 ширину блока от его вершины.

В каждом блоке действуют удерживающие и сдвигающие силы. Покажем их на примере одного блока. Обозначают сдвигающую силу – T , удерживающую – N ., равнодействующую – P (вес блока).

Дальнейшие расчеты выдут в табличной форме:

а) определяют вес блока:

$$P_i = F_i \rho_i \quad 16.2.$$

где ρ - плотность грунта, кН/м³;
 F – площадь блока, равная:

$$F_i = l_i h_i \quad 16.3.$$

где l – ширина блока, м;
 h – средняя высота блока, м;
 б) определяют удерживающую силу:

$$N = P_i f_i \cos \alpha_i + C l_i \quad 16.4.$$

где α_2 - угол наклона к горизонту поверхности скольжения в пределах выделенного блока;
 l – длина кривой скольжения в пределах выделенного блока, м;
 C – сцепление грунта, кН/м²;
 f – коэффициент внутреннего трения грунта, равный:

$$f_i = \operatorname{tg} \varphi_i \quad 16.5.$$

где φ – угол внутреннего трения;
 в) определяют сдвигающую силу:

$$T = P_i \sin \alpha_i \quad 16.6.$$

г) для каждого блока определяют момент удерживающих сил:

$$M_{уд.i} = N R \quad 16.7.$$

д) для каждого блока определяют момент сдвигающих сил:

$$M_{сд.i} = T R \quad 16.8.$$

е) коэффициент устойчивости рассчитывают из выражения:

$$K = \frac{\sum M_{y\partial.i}}{\sum M_{c\partial.i}} = \frac{R \left(\sum_{i=1}^{i=n} P_i \operatorname{tg} \varphi_w \cos \alpha_i + \sum_{i=1}^{i=n} C_i l_i \right)}{R \sum_{i=1}^{i=n} P_i \sin \alpha_i} \quad 16.9.$$

Полученное выражение может быть упрощено, для этого:

- приравнивают $\cos \alpha$ равном единице, т.е. $\cos \alpha = 1$;
- выражают $\sin \alpha$ через плечо X , в результате выражение примет вид:

$$\sum P_i \sin \alpha_i = \sum P_i X_i \quad 16.10.$$

- в результате сложения всех отрезков круговой кривой в каждом блоке получают суммарную величину круговой кривой в пределах сегмента:

$$\sum C l_i = CL \quad 16.11.$$

где L – длина кривой скольжения, определяемая из выражения:

$$L = \frac{\pi R \delta}{180} \quad 16.12.$$

где R – радиус круговой кривой, берется по расчетной схеме;

δ – угол между лучами соединяющими точку 1 с началом и концом круговой кривой, измеряется транспортиром на расчетной схеме.

На основании проведенного упрощения, формула для определения коэффициента устойчивости откоса приняла вид:

$$K_y = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} P_i \operatorname{tg} \varphi + C_w L}{\sum_{i=1}^{i=n} P_i X_i} \quad 16.13.$$

Численное значение полученного коэффициента устойчивости откладывают в масштабе в виде прямого отрезка перпендикулярно прямой AB из точки 1 – центра кривой скольжения. После чего переносят центр кривой скольжения в точку 2 и выполняют все вычисления по определению коэффициента устойчивости. Полученной значение коэффициента откладывают из точки 2 в том же масштабе, который мы принимали для точки 1. Затем переносят центр кривой скольжения в точки 3 и 4 и откладывают из них отрезки, соответствующие

найденным коэффициентам. Концы отрезков соединяют плавной кривой, получают вогнутую кривую. Из точки, соответствующей наименьшему значению коэффициента устойчивости откоса (например, точки 2), проводят прямую линию перпендикулярную прямой AB , на которой, в свою очередь, принимают несколько точек (например: $1^1, 2^1, 3^1, 4^1$). Для каждой точки, в свою очередь, определяют коэффициент устойчивости, откладывают в том же масштабе и получают следующую кривую, аналогично как для точек 1, 2, 3, 4.

Полученное минимальное значение коэффициента устойчивости (например, в точке 2^1) принимают за искомый центр кривой скольжения.

Оценка устойчивости откоса, сложенного из однородного грунта. Однородными грунтами называют грунты, сложенные из одного вида грунта, а модули деформации, определенные на отдельных глубинах, характеризуются одним значением модуля или эти значения не превышают разность более чем в 2 раза.

Для оценки и обеспечения устойчивости откосов необходимо:

- выбрать метод расчета для проверки устойчивости откоса;
- выполнить расчеты по выбранному методу и определить коэффициент устойчивости;
- сопоставить полученное значение коэффициента устойчивости с требуемыми значениями и сделать заключение о достаточной или недостаточной степени устойчивости;
- при недостаточной устойчивости выбрать мероприятия по повышению устойчивости откоса.

Расчет устойчивости откоса или склона по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения (КЦПС). При оценке устойчивости откоса насыпи, сложенного из однородного грунта, наиболее распространенным методом является метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения (КЦПС), основанный на том, что смещение грунтового массива относительно неподвижной части, происходит по кривой поверхности, имеющей очертание близкое к круглоцилиндрической. При расчете проектируемых насыпей или выемок необходимо обеспечить определенное значение коэффициента устойчивости, величина которого зависит от применяемого метода расчета.

Оценка устойчивости грунтовых массивов против сдвига сводится к определению коэффициента устойчивости, характеризующего отношение моментов сил, удерживающих оползающую часть массива, к моменту сдвигающих сил (выражение 16.1.).

Для построения расчетной схемы необходимо определить координаты центра кривой скольжения. Для этого:

- 1) определяют параметр λ_{cp} :

$$\lambda_{cp} = \frac{\gamma_w H t g \varphi_w}{C_w} \quad 16.14.$$

где γ_w - расчетное значение удельного веса грунта, кН/м³;

H - высота откоса, м;

φ_w - угол внутреннего трения, град;

C_w - сцепление, кН/м²;

2) вычисляют угол наклона поверхности откоса у подошвы из выражения:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{H \times m} \quad 16.15.$$

где m - заложение откоса;

H – высота откоса, м;

3) определяют относительные координаты (X_0 и Y_0) центра опасной кривой скольжения по графику Янбу;

4) определяют абсолютные координаты центра кривой скольжения:

$$X = X_0 H \quad Y = Y_0 H \quad 16.16.$$

где X_0 и Y_0 – относительные координаты.

5) Производят построение откоса (рис. 16.2), с нанесением кривой скольжения и разбивкой на блоки, в следующей последовательности:

5.1) чертят профиль откоса;

5.2) от нижней точки откоса откладывают величину абсолютной координаты Y ;

5.3) от конца координаты Y вправо откладывают величину абсолютной координаты X . Полученную точку принимают за центр кривой скольжения;

5.4) из центра кривой скольжения опускают вертикальную ось и обозначают её через Y ;

5.5) соединяют центр кривой скольжения с нижней точкой откоса и этим радиусом проводят круговую кривую до пересечения с верхней плоскостью откоса. Точку пересечения соединяют с центром кривой скольжения. Получают сегмент, в который входит область предполагаемого обрушения грунта откоса;

5.6) область откоса, ограниченная круговой кривой, разбивают на блоки, соблюдая условие, чтобы границы между блоками проходили по оси Y , через точку изменения заложения откоса и через бровку земляного полотна. Остальную часть откоса разбивают на блоки равной ширины;

5.7) в каждом блоке проводят среднюю линию - h , соблюдая условие, что средняя линия в трапеции проходит посередине блока, а в треугольнике на расстоянии $2/3$ ширины блока от его высоты. Измеряют и обозначают на схеме (рис. 16.3) ширину каждого блока - ℓ_i .

6. Учитывая, что расчет веса блоков ведется на толщину равную 1 м, рассчитывают объем блока путем умножения ширины блока на среднюю высоту:

$$V_i = \ell_i \times h_i \quad 16.17.$$

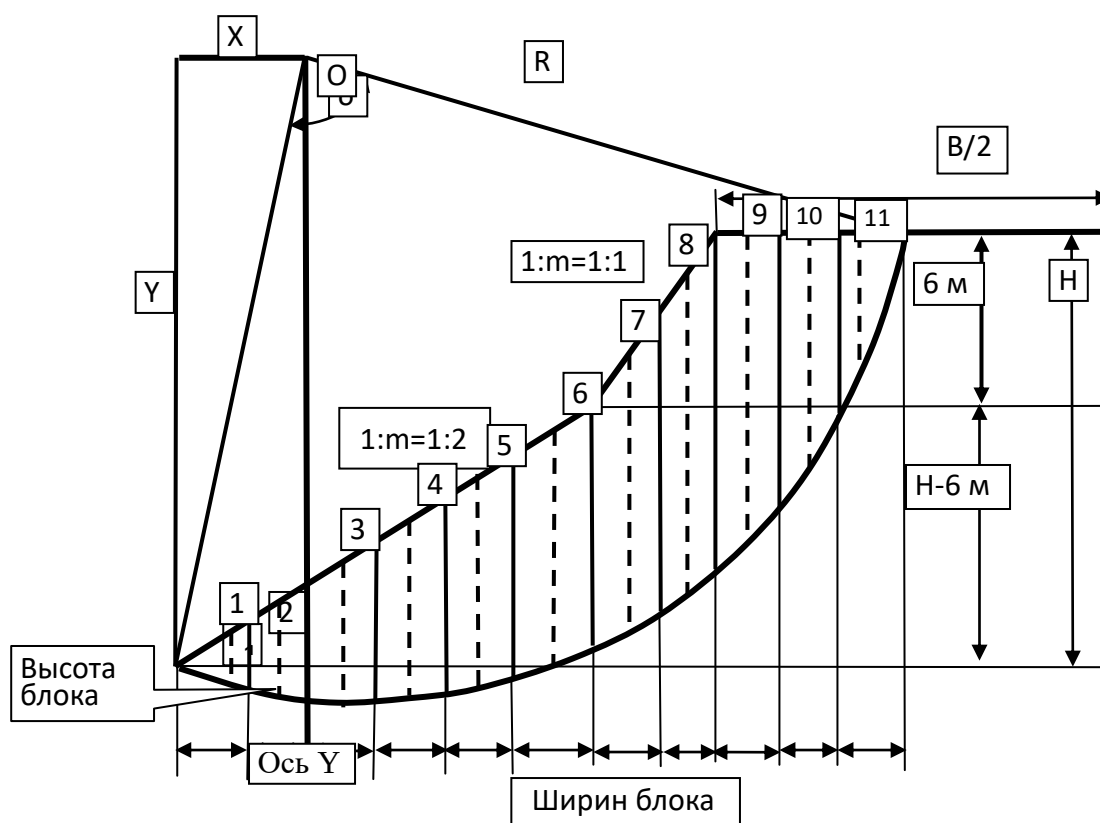


Рис. 16.2. Расчетная схема метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения

7. Вычисляют вес блока P_i путем умножения объема блока на удельный вес грунта:

$$P_i = V_i \times \gamma_w \quad 16.18.$$

8. Суммируют веса всех блоков и умножают на коэффициент внутреннего трения, получают: $\sum P_i \tan \varphi_w$.

9. Вычисляют длину кривой скольжения по выражению 16.12.

10. Умножают вес каждого блока на плечо, которое измеряют отрезком от средней линии блока до оси Y. Если блок расположен слева от оси Y его берут со знаком минус, если справа, со знаком плюс. В результате расчета получают моменты для каждого блока. Складывают положительные моменты (вес блока, умноженный на плечо, с плюсом) и отрицательные (вес блока, умноженный на плечо, с минусом). От суммы положительных моментов отнимают сумму отрицательных моментов и получают выражение, представленное в знаменателе формулы 16.13. - $\sum P_i X_i$.

11. Рассчитывают коэффициент устойчивости откоса по выражению 16.13. Полученное значение сравнивают с требуемым коэффициентом устойчивости. Если вычисленный коэффициент равен или больше 1,3, то откос считается устойчивым, если меньше – неустойчивым;

12. Выбирают мероприятие, повышающее устойчивость земляного сооружения.

Метод КЦПС с гидростатическим давлением. Откос или насыпь могут подвергаться временному или постоянному затоплению. В этом случае часть откоса или склона будет затоплена водой. Грунт, находящийся ниже уровня затопления, будет находиться во взвешенном состоянии, а выше этого уровня - в сухом. В результате возникает гидростатическое давление, наличие которого отражается на расчете веса блоков. В связи с этим, блоки, в которых уровень воды (УВ) пересекает среднюю линию блока, рассчитывают отдельно для сухой части блока и отдельно для затопленной. Расчет коэффициента устойчивости откоса с учетом гидростатического давления выполняется в следующей последовательности:

1) определяют удельный вес грунта, взвешенного в воде:

$$\gamma_W^{63} = \gamma_W - \gamma_{\text{в}} \quad 16.19.$$

где $\gamma_{\text{в}}$ - удельный вес грунта, кН/м³;

$\gamma_{\text{в}}$ - удельный вес воды (принимают равным 10 кН/м³);

2) вычисляют средневзвешенное значение удельного веса грунта:

$$\gamma_{\text{ср}} = \frac{\gamma_W h_{\text{с}} + \gamma_W^{63} h_{\text{з}}}{H} \quad 16.20.$$

где $h_{\text{с}}$ - высота сухой части грунта, определяемая из выражения:

$$h_{\text{с}} = H - h_{\text{з}} \quad 16.21.$$

где H - высота откоса м;

$h_{\text{з}}$ - глубина зоны затопления, равная горизонту вод ГВ, м;

3) определяют параметр $\lambda_{\text{ср}}$:

$$\lambda_{\text{ср}} = \frac{\gamma_{\text{ср}} H \operatorname{tg} \varphi_{\text{в}}}{C_{\text{в}}} \quad 16.22.$$

где $\gamma_{\text{ср}}$ - средневзвешенное значение удельного веса грунта (выражение 16.20), кН/м³;

H - высота откоса, м;

$\varphi_{\text{в}}$ - угол внутреннего трения, град;

$\operatorname{tg} \varphi_{\text{в}}$ - коэффициент внутреннего трения;

$C_{\text{в}}$ - сцепление, кН/м²;

4) вычисляют угол наклона поверхности откоса у подошвы из выражения 16.15.

5) определяют относительные и абсолютные координаты (аналогично как в первом случае по графику Янбу);

6) производят построение откоса с нанесением кривой скольжения, разбивкой на блоки и обозначением ГВ (горизонта вод);

7) вычисляют вес блока P_i . Блок, который разделен линией, обозначающей уровень горизонта вод, рассчитывается дважды: отдельно рассчитывают нижнюю часть, находящуюся ниже уровня, умножая объем блока на удельный вес грунта взвешенного в воде, отдельно верхнюю часть – объем блока умножают на удельный вес грунта. Вычисленные части блока складывают, получая вес целого блока;

8) дальнейший ход вычислений выполняется аналогично предыдущей задаче.

Коэффициент устойчивости откоса с учетом гидростатического давления определяют из выражения 16.13.

Метод КЦПС с фильтрационным давлением. Практика эксплуатации автомобильных дорог показывает, что насыпь дороги, возведенная в пойме реки часто подвергается затоплению, что необходимо учитывать при расчете устойчивости дорожного сооружения. Весной, при обильном таянии снега и под действием выпадающих осадков, насыпь частично затапливается паводковыми водами. Однако, после схода разлива рек, уровень воды уменьшается или полностью исчезает. В этом случае, при затоплении грунт насыщается водой и переходит в двух компонентную систему, состоящую из твердой и жидкой фаз. При понижении уровня воды вокруг насыпи, в грунте возникает фильтрационное давление, представляющее медленное вытекание воды из пор грунта. Поверхность вытекающей воды из пор характеризуется кривой депрессии, которая свидетельствует о фильтрации воды в грунте.

Решение задачи по методу КЦПС с фильтрационным давлением (рис. 16.3.) отличается от решения задачи с гидростатическим давлением тем, что вначале происходит затопление насыпи, что отражается линией – горизонтом верхних вод (ГВВ), затем понижения уровня воды, что отражается линией – горизонт вод (ГВ). В грунте, находящимся между этими линиями, возникает фильтрационное давление. Фильтрация воды из этого объема характеризуется кривой депрессии, которая строится по трем точкам:

- точка M – соответствует пересечению поверхности откоса с линией ГВ;
- точка N – пересечение оси земляного полотна (насыпи автомобильной дороги) с верхним уровнем горизонта вод – ГВВ (уровень максимального затопления насыпи);
- точка A – определяют расчетным путем:

$$A = \frac{B}{2} J \quad 16.23.$$

где B - ширина земляного полотна;

J – гидравлический градиент или средний уклон линии депрессии, зависящий от вида грунта.

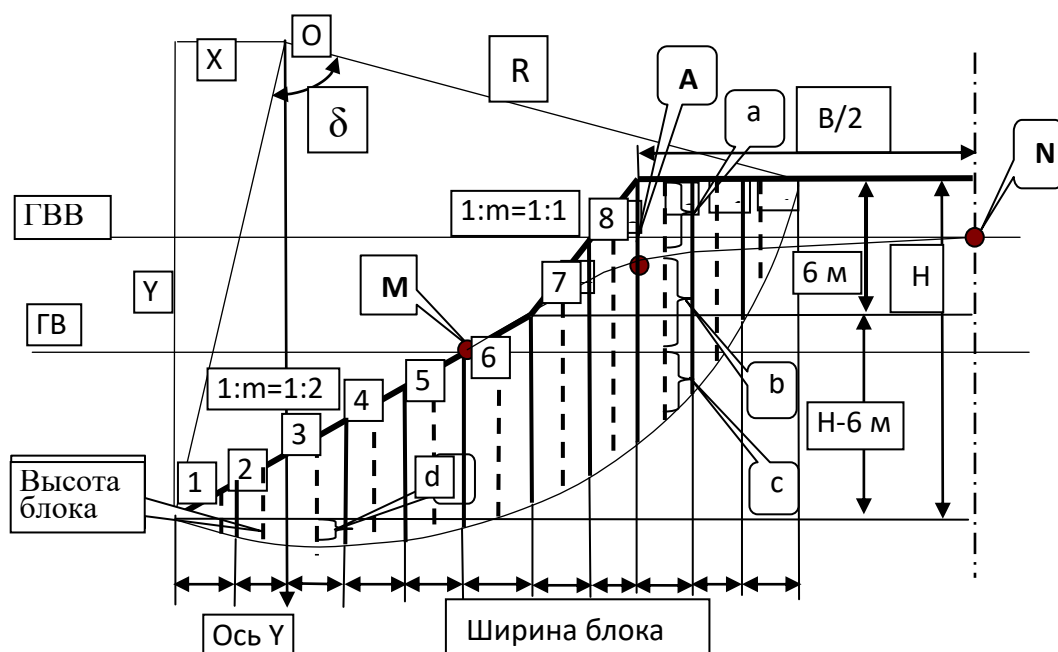


Рис. 16.4. Расчетная схема метода КЦПС с учетом фильтрационного давления

Точку A откладывают в вертикальном сечении верхней бровки земляного полотна от уровня $ГВВ$ вниз.

Средняя линия в каждом блоке разбивается на зоны с учетом кривой депрессии, горизонта вод и подошвы насыпи, которые учитывают состояние отдельных частей насыпи:

- a – зону сухого грунта, лежащую выше кривой депрессии до поверхности насыпи;
- b – зону фильтрации, лежащую между кривой депрессии и уровнем $ГВ$;
- c – зону затопления, лежащую между уровнем $ГВ$ и подошвой откоса;
- d – зону застоя, лежащую ниже подошвы откоса.

С учетом этих зон определяют коэффициент B для каждого блока из выражения:

$$B = \frac{a + b/2 + c/2 + d/2}{a + b + c/2 + d/2} \quad 16.24.$$

Для построения расчетной схемы определяют координаты центра кривой скольжения. Для этого (аналогично как в задаче с гидростатическим давлением) определяют:

- удельный вес грунта во взвешенном состоянии (выражение 16.19.);
- средневзвешенное значение удельного веса грунта (выражение 16.20.);
- параметр λ_{cp} (выражение 16.22);
- угол наклона поверхности откоса у подошвы (выражение 16.15.);
- относительные координаты центра опасной кривой скольжения по графику Янбу;
- абсолютные координаты центра кривой скольжения (выражение 16.16.).

После расчета показателей выполняют:

- построение откоса с нанесением кривой скольжения, разбивкой на блоки и нанесением на схему кривых ГВ (горизонта вод) и ГВВ (горизонта верхних вод);
- нанесение кривой депрессии по трем точкам;
- определение коэффициента B ;
- определение фиктивного коэффициента внутреннего трения из выражения:

$$tg \varphi_{\phi} = B tg \varphi_w \quad 16.25.$$

где φ_w - угол внутреннего трения;

B – коэффициент, определяемый из выражения 16.24.

Коэффициент устойчивости откоса с учетом фильтрационного давления определяют из выражения:

$$K_y = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} P_i tg \varphi_{\phi} + C_w L}{\sum_{i=1}^{i=n} P_i X_i} \quad 16.26.$$

где $tg \varphi_{\phi}$ – фиктивный коэффициент внутреннего трения, определяемый из выражения 16.25.

Тема 17. ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ И СКЛОНОВ В РАЗНОРОДНЫХ ГРУНТАХ

Понятие об разнородных грунтах. Неоднородными (разнородными) грунтами называют грунты, сложенные из отдельных слоев, каждый из которых характеризуется модулем деформации отличным от модуля соседнего слоя более чем в 2 раза. Такие условия могут возникнуть: когда деформируемость грунтов возрастает с глубиной; в случае залегания анизотропных грунтов или грунтов, подстилаемых недеформируемым слоем; у многослойных систем. Неоднородные грунты подробно рассмотрены в теме 9 «Неоднородные грунты». Слоистые грунты в дорожном строительстве чаще всего имеют место в откосах выемки или на склонах местности. Особенностью таких грунтов является отличие в каждом слое таких показателей как: удельный вес грунта, угол внутреннего трения и сцепление. Это будет отражаться на виде кривой скольжения, которая может иметь ломанный характер (рис. 17.1.).

В связи с этим, в каждом блоке, относящийся к разнородным грунтам, определяются выше обозначенные параметры: удельный вес, угол внутреннего трения и сцепление, которые применяются при расчете данного блока.

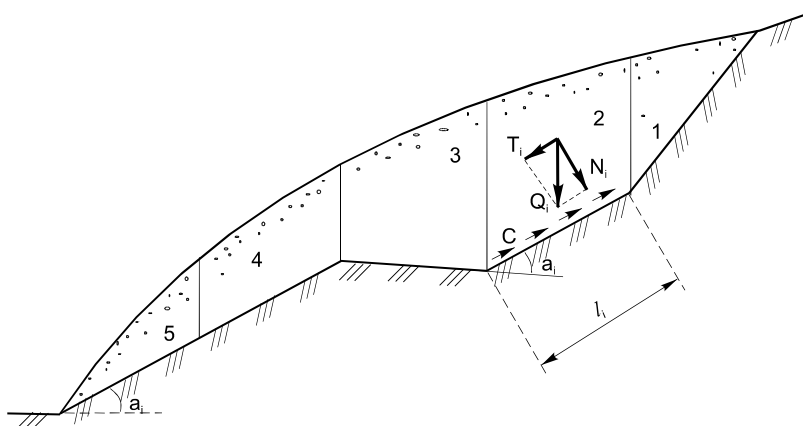


Рис. 17.1. Схема линии скольжения блоков в разнородных грунтах:

1-5 – номера расчетных блоков; N_i – нормальная сила; T_i – сдвигающая сила; Q_i – вес блока; l_i – линия скольжения блока; α_i – угол скольжения C – сцепление

Если слои грунта имеют малую мощность (толщину) или отличие в соответствующих показателях в соседних блоках незначительное, удельный вес – γ , коэффициент внутреннего трения – φ и сцепление – C принимают как средневзвешенные значения:

$$\gamma_n = \frac{\gamma_1 h_{1+} + \gamma_2 h_2 + \dots + \gamma_m h_m}{h_{1+} + h_2 + \dots + h_m} \quad 17.1.$$

$$C_n = \frac{C_1 h_{1+} + C_2 h_2 + \dots + C_m h_m}{h_{1+} + h_2 + \dots + h_m} \quad 17.2.$$

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{\operatorname{tg} \varphi_1 h_{1+} + \operatorname{tg} \varphi_2 h_2 + \dots + \operatorname{tg} \varphi_m h_m}{h_{1+} + h_2 + \dots + h_m} \quad 17.3.$$

Как видно из схемы, изображенной на рис. 17.1. поверхность скольжения в каждом блоке представляет прямую линию, отражающую плоскую поверхность. В связи с этим метод расчета устойчивости откоса в неоднородных грунтах носит название – *метод плоских поверхностей скольжения* (ППС).

Оценка устойчивости откоса сложенного из слоев разнородного грунта. В разнородных грунтах сдвиговые деформации происходят не по кривой скольжения, а по некоторой поверхности. В результате, если неоднородный грунт состоит из отдельных слоев, то получают комбинацию плоских поверхностей скольжения. Расчет устойчивости склона, находящегося в природном состоянии, производится по формуле Маслова-Берера, построенного на гипотезе плоских поверхностей скольжения.

При расчете устойчивости откосов и склонов следует учитывать, что каждому грунту характерен так называемый угол сдвига – ψ (тема 10, рис 10.2.), который для песков равен углу внутреннего трения – φ (выражение 10.12.). Тангенс угла сдвига – $\operatorname{tg} \psi$, обозначают через коэффициент сопротивления сдвигу – F_p , который зависит от прикладываемой нагрузки:

$$F_p = \operatorname{tg} \psi \quad \text{откуда} \quad \psi = \operatorname{arctg} F_p \quad 17.4.$$

Согласно схеме, изображенной на рис. 17.1., на плоскость скольжения действует система сил от грунта определенного состава. Перенесем эту систему сил на рис. 17.2.

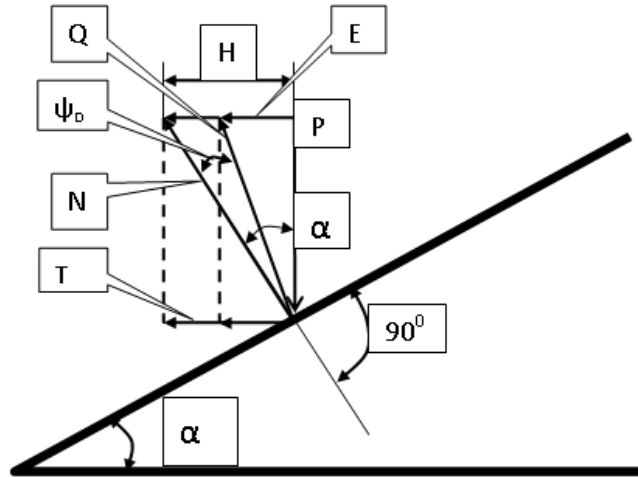


Рис. 17.2. Система сил, действующих на плоскость сдвига

На поверхность скольжения, ориентированную относительно горизонтальной плоскости под углом α , действуют следующие силы:

- P – вес грунта;
- N – нормальная составляющая реакции веса к поверхности скольжения;
- H – проекция силы N на горизонтальную ось, равное давлению на грунт при отсутствии трения и сцепления;
- T – часть давления, воспринимаемая трением и сцеплением;
- E – сила, представляющая разность между H и T ;
- Q – результирующая двух сил: веса грунта - P и горизонтальной составляющей давления – E ;
- ψ_p – угол сдвига.

На основании приведенной схемы можно вывести выражения для обозначенных сил:

$$H = P \operatorname{tg} \alpha \quad 17.5.$$

$$E = P \operatorname{tg} (\alpha - \psi) \quad 17.6.$$

$$T = H - E = P \left[\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} (\alpha - \psi_p) \right] \quad 17.7.$$

Определение степени устойчивости откоса по методу горизонтальных сил производят по следующей формуле:

$$K_y = \frac{\sum T_i}{\sum H_i} = \frac{\sum (H_i - E_i)}{\sum H_i} \quad 17.8.$$

При подстановке составляющих сил получим выражение для определения устойчивости откоса:

$$K_y = \frac{\sum P_i \left[\operatorname{tg} \alpha_i - \operatorname{tg} (\alpha_i - \psi_{pi}) \right]}{\sum P_i \times \operatorname{tg} \alpha_i} \quad 17.9.$$

где ψ_{pi} – угол сдвига, определяемый из выражения:

$$\psi_{pi} = \operatorname{arc} \operatorname{tg} \left(\operatorname{tg} \varphi_i + \frac{C_w l_i}{P_i} \right) \quad 17.10.$$

где φ_i – угол внутреннего трения, характерный для блока с определённым углом сдвига;

C_i – сцепление, характерное для того же блока;

l_i – длина участка поверхности скольжения в пределах того же блока.

Расчет коэффициента устойчивости откоса, сложенного из разнородного грунта, выполняют в следующей последовательности:

1) вычерчивают профиль склона (откоса выемки земляного полотна) и в соответствии с результатами геологических исследований разбивают вертикальными линиями на отдельные блоки, соответствующие разнородному грунту (рис. 17.3.);

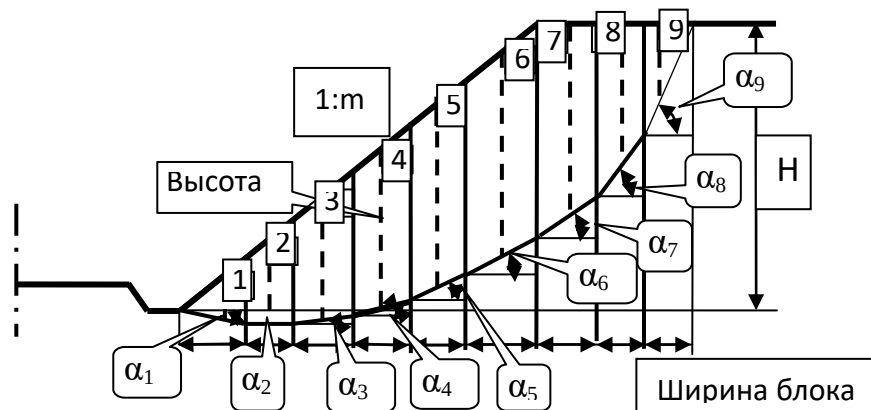


Рис. 17.3. Схема откоса, сложенного разнородными грунтами

2) в каждом блоке проводят наклонную прямую, соответствующую плоскости сдвига, измеряют и записывают длину прямой и угол - α , образованный этой прямой с горизонтальной проекцией;

3) в каждом блоке проводят среднюю линию, с учетом формы блока – трапецеидальной или треугольной (порядок описан в теме 16). Измеряют и записывают величину средних линий и ширины блоков;

4) определяют объем каждого блока путем умножения ширины блока на среднюю высоту;

5) определяют вес каждого блока путем умножения объема блока на удельный вес грунта – γ_i , характерный для каждого блока;

6) определяют угол сдвига для каждого блока из выражения 17.10, с учетом угла внутреннего трения, сцепления и длины прямой сдвига, характерные для каждого блока;

7) рассчитывают суммарные значения для числителя и знаменателя выражения 17.9. Полученные значения подставляют в формулу 17.9 и рассчитывают значение коэффициента устойчивости склона. Полученное значение сравнивают с требуемым коэффициентом устойчивости равным 1,3. Если откос равен или больше обозначенного значения, откос читается устойчивым, если меньше – неустойчивым.

Расчет коэффициента устойчивости откоса, сложенного из разнородного грунта с учетом фильтрационного давления, выполняют в следующей последовательности:

1) вычерчивают профиль склона и разбивают вертикальными линиями на отдельные блоки, как было рекомендовано ранее. В каждом блоке проводят наклонную прямую, соответствующую плоскости сдвига, измеряют и записывают длину прямой и угол – α . Проводят среднюю линию, измеряют и записывают её величину;

2) на профиль откоса наносят уровни: горизонта верхних вод (ГВВ) и горизонта вод (ГВ). По точкам пересечения уровней с откосом строят кривую депрессии, методика построения которой описана ранее (рис. 17.4.);

3) определяют объем каждого блока. Блоки, в которых кривая депрессии пересекает среднюю линию, разбиваются на две части: ниже и выше кривой депрессии. Рассчитывается объем нижней и отдельно верхней части блока;

4) определяют вес каждого блока путем умножения объема блока или части блока на удельный вес грунта, расположенного выше кривой депрессии, и на удельный вес грунта во взвешенном состоянии, расположенного ниже кривой депрессии. Определяют общий вес всего блока путем суммирования отдельных частей блока;

5) на основании измеренных углов наклона сдвиговых плоскостей, рассчитывают тангенс этих углов;

6) рассчитывают среднее удельное давление из выражения:

$$P_0 = \frac{P_i}{\ell_i} \quad 17.11.$$

где P_i – вес блока,

ℓ_i – длина плоскости скольжения в пределах блока;

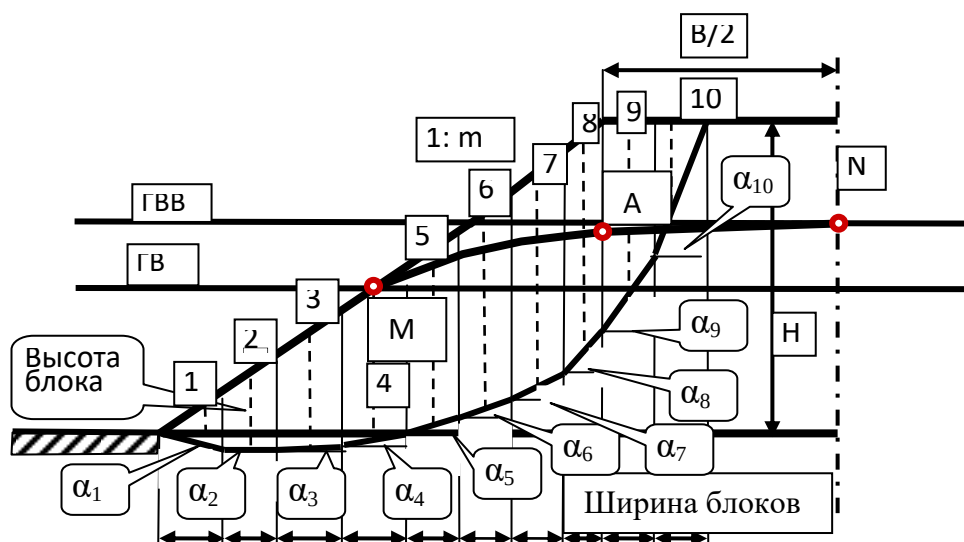


Рис. 17.4. Расчетная схема откоса, сложенного разнородными грунтами, с учетом фильтрационного давления

7) показатели: удельный вес грунта, угол внутреннего трения и сцепление принимают по значениям, определенным в каждом блоке;

8) рассчитывают отношение сцепления к среднему удельному давлению из выражения C_w/P_0 ;

9) определяют тангенс угла сдвига из выражения, а по $\arctg \psi$ определяют значение угла сдвига - ψ :

$$\operatorname{tg} \psi_{pi} = \operatorname{tg} \varphi_w + \frac{C_w}{P_0} \quad \psi = \arctg \psi \quad 17.12.$$

10) зная разность между значениями угла наклона плоскости сдвига (измеряется по расчетной схеме) и углом сдвига определяют их тангенс из выражения:

$$\operatorname{tg}(\alpha_i - \psi_{pi}) \quad 17.13.$$

11) определяют фильтрационное давление по формуле К.Терцаги. Следует учитывать, что фильтрационное давление определяют только для тех блоков, у которых кривая депрессии пересекает среднюю линию, причем за объем блока принимают только ту часть, которая лежит между кривой депрессии и линией ГВ. Величину фильтрационного давления определяют из выражения:

$$W_{\phi} = \gamma_e JV \quad 17.14.$$

где γ – удельный вес воды, равный 10 кН/м^3 ;

J – гидравлический градиент, зависящий от вида грунта;

V – объем блока фильтрации, расположенный между кривой депрессии и линией ГВ;

12) определяют угол β_ϕ , который образует линия действия фильтрационной силы с горизонтом. Направление линии действия фильтрационной силы W_ϕ в пределах каждого блока принимают параллельной кривой депрессии в данном блоке. Угол β_ϕ измеряют с помощью транспортира и определяют $\cos \beta_\phi$, который подставляют в формулу для определения горизонтальной фильтрационной силы:

$$W_{\phi \text{ гop}} = W_\phi \cos \beta_\phi \quad 17.15.$$

13) рассчитывают коэффициент устойчивости откоса, сложенного из слоев разнородных грунтов, с учетом фильтрационного давления из выражения:

$$K_y = \frac{\sum P_i \left[\operatorname{tg} \alpha_i - \operatorname{tg} \left(\alpha_i - \psi_{pi} \right) \right]}{\sum \left(P_i \times \operatorname{tg} \alpha_i + W_{\phi \text{ гop}} \right)} \quad 17.16.$$

Определение рационального очертания поверхности откоса. Рациональное очертание поверхности откоса определяют по условию равноустойчивости (метод F_p). Метод F_p основан на допущении, что для любой точки поверхности склона угол устойчивости откоса – α для связного грунта, равен углу сопротивления сдвигу – ψ . Степень соблюдения принципа равноустойчивости оценивают, для различных участков откоса по высоте, по значению коэффициента запаса, который определяют по формуле

$$K = \frac{\operatorname{tg} \varphi + \frac{C}{P}}{\operatorname{tg} \alpha} \quad 17.17.$$

где φ – угол внутреннего трения на данном горизонте, град;

C – удельное сцепление грунта на данном горизонте, МПа;

P – давление на подошве слоя грунта, МПа;

α – угол наклона поверхности откоса к горизонтали на уровне данного горизонта, град.

Из этого выражения определяют угол устойчивого откоса:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{K} \left(\operatorname{tg} \varphi + \frac{C}{P} \right) \quad 17.18.$$

Построение равноустойчивого откоса (рис. 17.5.) осуществляют графическим методом в следующей последовательности:

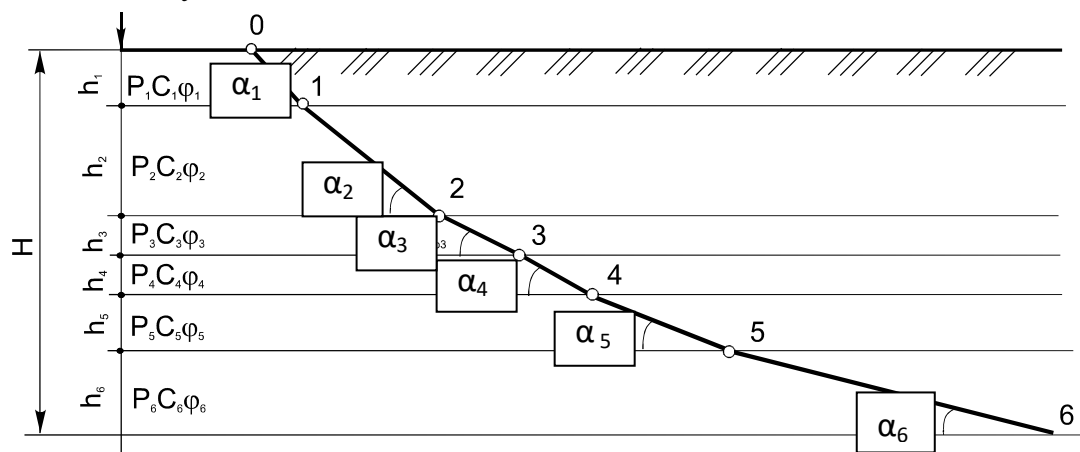


Рис. 17.5. Построение равноустойчивого откоса по методу F_p

- массив, в котором проектируют откос, разбивают на расчетные слои по высоте с учетом геологического строения, но не более 2 – 3 м;
- для каждого из расчетных горизонтов (границы расчетных слоев) определяют угол сопротивления сдвигу по формуле:

$$\psi = \arctg F_p = \tg \varphi + \frac{C}{P} \quad 17.19.$$

где F_p – коэффициент сопротивления сдвигу (выражения 17.4 и 17.12);

P – природная нагрузка на данном горизонте, определяемая из выражения:

$$P = \rho_{cp} z_i \quad 17.20.$$

где ρ_{cp} – средняя плотность грунта, т/м³;

z_i – глубина данного горизонта, считая от верха откоса, м;

- определяют угол наклона поверхности скольжения к горизонту для каждого слоя с учетом коэффициента запаса из выражения:

$$\alpha = \frac{\psi}{K} \quad 17.21.$$

- строят равноустойчивый откос, начиная с нижней точки, последовательно откладывая расчетные углы скольжения в пределах слоя (рис. 17.5.).

Тема 18. ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ

Характеристика боковых давлений, действующих на подпорную стенку. Подпорная стенка - геотехническая конструкция, предназначенная для обеспечения устойчивости вертикальных или крутых склонов, обсыпных мостовых устоев, опор арочных мостов и анкерных опор висячих мостов (рис.18.1.).

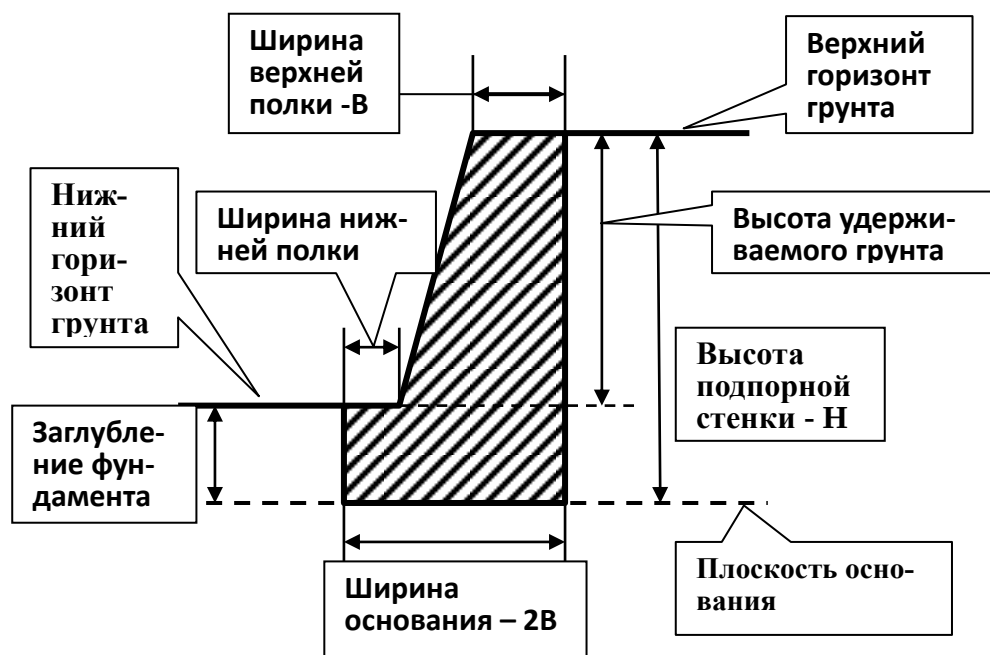


Рис. 18.1. Конструктивная схема подпорной стенки

На подпорную стенку действует:

- *активное боковое давление грунта* – минимальное значение бокового давления от грунта на смещающуюся в горизонтальном направлении конструкцию;
- *пассивное боковое давление грунта* – максимальное значение бокового давления от грунта, на смещающуюся в горизонтальном направлении навстречу активному боковому давлению.

Оценка степени устойчивости сооружения на плоский сдвиг с возможностью его смещения по подошве, заключается в определении величины коэффициента устойчивости:

$$K_y = \frac{B}{N} \quad 18.1.$$

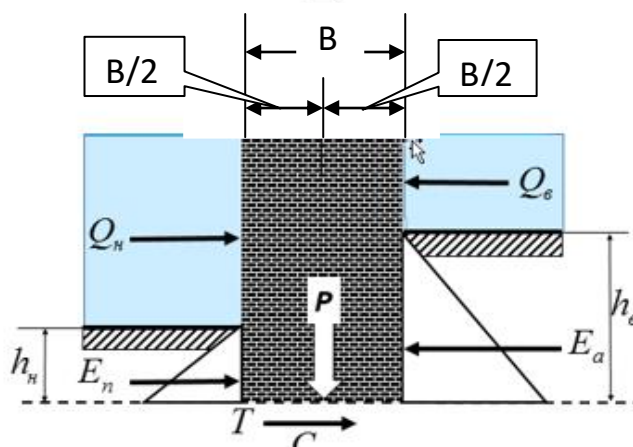
где B – пассивные удерживающие силы;

N – активные сдвигающие силы.

Расчетная схема подпорного сооружения при плоском сдвиге представлена на рис. 18.2.

Активные сдвигающие силы в общем случае определяют из выражения:

$$N = (Q_B - Q_H) + (E_A - E_{II}) \quad 18.2.$$



18.2. Схема сил, действующих на подпорную стенку

где $Q_с$ – сдвигающее усилие от столба воды с верховой стороны, в случае наличия верхнего бьефа воды;

$Q_н$ – сдвигающее усилие с низовой стороны от столба воды, в случае наличия нижнего бьефа воды;

E_A – активное давление грунта на подпорную стенку, действующее со стороны засыпки;

E_{II} – пассивное давление грунта на фундамент подпорной стенки, удерживающее стенку от плоского сдвига.

Силы сопротивления сдвигу сооружения – пассивные удерживающие силы определяют из выражения:

$$B = T + C \quad 18.3.$$

где T – силы трения, возникающие под сооружением в плоскости основания;

C – силы сцепления грунта по контактной площади по подошве сооружения.

Силу трения определяют из выражения:

$$T = (G - U) \operatorname{tg} \varphi \quad 18.4.$$

где G – вес подпорной стенки, определяют из выражения:

$$G = V \gamma_{\text{б}} \quad 18.5.$$

где V – объем стенки;

$\gamma_{\text{б}}$ – удельный вес бетона.

U – равнодействующая взвешивающего противодействия со стороны грунта основания, с учетом наличия воды со стороны Q_B или Q_H ;
 $tg \varphi$ – коэффициент внутреннего трения грунта.

Силу сцепления определяют из выражения:

$$C = \omega c \quad 18.6.$$

где c – сцепление грунта;

ω – площадь основания, определяемая из выражения:

$$\omega = 2b \times 2a \quad 18.7.$$

где b – половина ширины основания;

a – половина длины основания

Подставив значения N и B , получают формулу для определения коэффициента запаса устойчивости в общем виде:

$$K_y = \frac{(P - U) tg \varphi + \omega c}{(Q_B - Q_H) + (E_A - E_{II})} \quad 18.8.$$

Если $K_y \geq 1,0$ стенка будет обладать запасом устойчивости, если $K_y < 1,0$ стенка не обладает необходимым запасом устойчивости и будет разрушена при эксплуатации, требуется ее переустройство.

При устройстве подпорной стенки в местах, где отсутствуют бьефы воды, т.е. нет затопления подпорной стенки, а активное и боковое давление возникают только от воздействия грунтовых масс, коэффициент устойчивости определяют из выражения:

$$K_y = \frac{P tg \varphi + \omega c}{E_a - E_n} \quad 18.9.$$

Оценка устойчивости подпорной стенки при песчаной засыпке. Песчаная засыпка предполагает наличие песчаного грунта со стороны активной и пассивной зон. Грунт со стороны активной зоны старается сдвинуть подпорную стенку влево, т.е. её опрокинуть, а грунт со стороны пассивной зоны препятствует сдвигу подпорной стенки.

Эпюра давления от собственного веса грунта представляет прямолинейную зависимость, т.е. эпюра имеет треугольную форму. В основании эпюры, на уровне подошвы подпорной стенки, активное давление равно:

$$P_a = \gamma_W H \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi_W}{2} \right) \quad \kappa H / \text{м}^2 \quad 18.10.$$

где γ_w – удельный вес грунта, $\kappa H/\text{м}^3$;
 H – высота подпорной стенки, м;
 φ – угол внутреннего трения грунта, град.

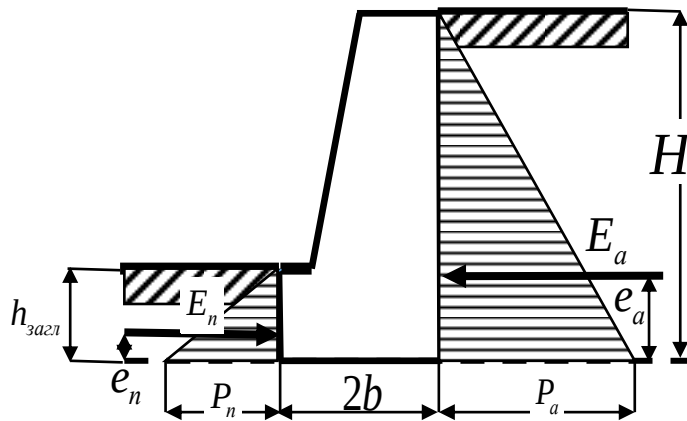


Рис. 18.1. Расчетная схема подпорной стенки при песчаной засыпке

При построении эпюры активного давления, величину P_a откладывают в масштабе на уровне подошвы стенки и полученную точку соединяют с верхней точкой подпорной стенки.

Со стороны фундамента на подпорную стенку действует пассивное давление от песчаного грунта. Эпюра распределения давления по глубине тоже имеет треугольную форму и на уровне подошвы подпорной стенки пассивное давление равно:

$$P_n = \gamma_W h_{\text{загл}} \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi_W}{2} \right) \quad \kappa H / \text{м}^2 \quad 18.11.$$

где $h_{\text{загл}}$ – заглубление фундамента, м.

При построении эпюры пассивного давления, величину P_n откладывают в масштабе на уровне подошвы фундамента и полученную точку соединяют с верхней точкой фундамента.

Вся масса песчаного грунта со стороны активного давления давит на подпорную стенку, создавая полное активное давление на 1 м длины подпорной стенки. Величину полного активного давления определяют из выражения:

$$E_a = \frac{\gamma_W}{2} H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi_W}{2} \right) \quad \kappa H / \text{м} \quad 18.12.$$

Поскольку эпюра активного давления имеет треугольную форму, то точка приложения полного активного давления со стороны засыпки смещена относи-

тельно высоты подпорной стенки. Точка приложения полного активного давления представляет собой величину отрезка, отмеренного от основания подпорной стенки и равного:

$$e_a = \frac{H}{3} \quad 18.13.$$

Аналогичным образом определяем полное пассивное давление со стороны песчаного грунта залегающего со стороны фундамента, создающее давление песчаного грунта на 1 м длины фундамента:

$$E_n = \gamma_w \frac{h_{загл}^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi_w}{2} \right) \quad \text{кН / м} \quad 18.14.$$

Эпюра пассивного давления также имеет треугольную форму и поэтому точка приложения полного пассивного давления к фундаменту смещена относительно глубины фундамента. Точку приложения полного пассивного давления определяют с учетом величины заглубления фундамента:

$$e_n = \frac{1}{3} h_{загл} \quad 18.15.$$

Оценка устойчивости подпорной стенки при песчаной засыпке и дополнительно равномерно распределенной нагрузки. Если при песчаной засыпке действует дополнительно равномерно распределенная нагрузка от сооружения, то эту нагрузку заменяют давлением приведенного столба грунта – h , которое определяют из выражения:

$$h = \frac{P_0}{\gamma_w} \quad 18.16.$$

где P_0 – равномерно распределенная нагрузка, кН/м²;

γ_w – удельный вес грунта кН/м³.

Равномерно распределенная нагрузка на поверхности песчаной засыпки увеличивает активное давление, которое определяют из выражения:

$$P_a = \gamma_w (H + h) \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad 18.17.$$

Эпюра активного давления отличается от эпюры без дополнительной равномерно распределенной нагрузки тем, что нулевая точка находится не в верх-

ней точке подпорной стенки, а на прямой линии проведенной вдоль задней грани и отложенная вверх на величину h (рис. 18.2.).

Полное активное давление песчаного грунта с учетом наличия равномерно распределенной нагрузки на 1 м длины подпорной стенки определяют из выражения:

$$E_a = \frac{\gamma_w}{2} (H^2 + 2Hh) \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi_w}{2} \right) \kappa H / \text{м} \quad 18.18.$$

Точку приложения активного давления с учетом равномерно распределенной нагрузки с учетом высоты подпорной стенки и величины приведенного столба грунта определяют из выражения:

$$e_a = \frac{H}{3} \times \frac{H+3h}{H+2h} \text{ м} \quad 18.19.$$

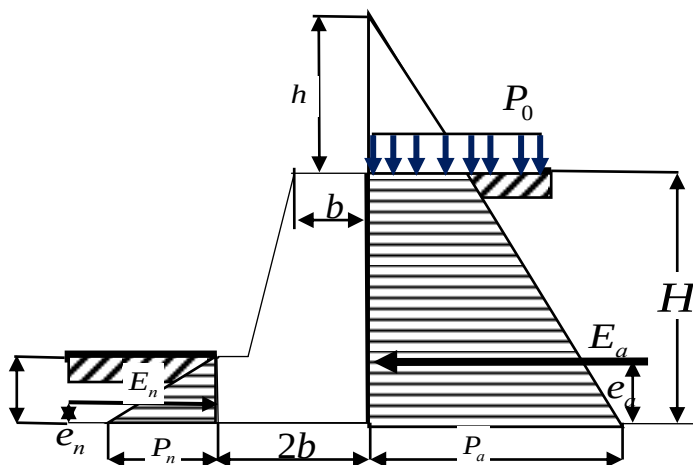


Рис. 18.2. Расчетная схема подпорной стенки при песчаной засыпке и дополнительной равномерно распределенной нагрузки

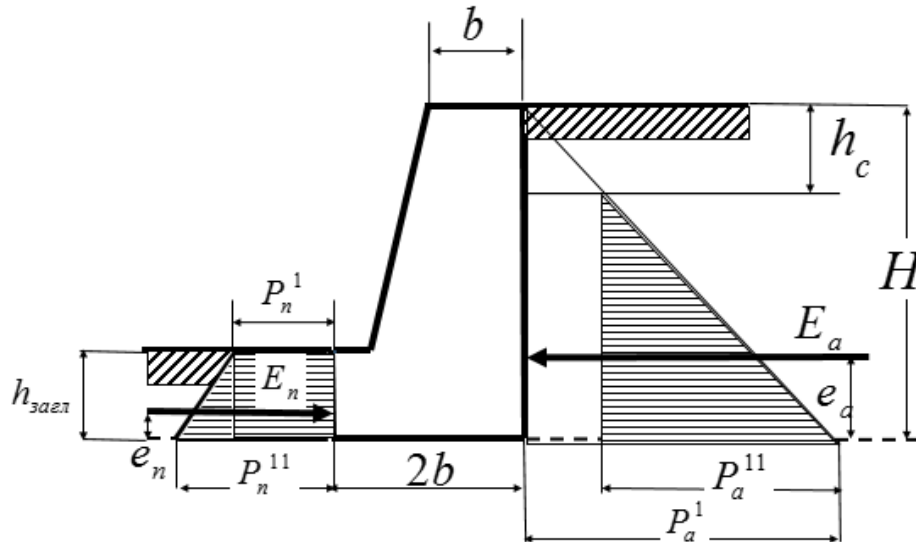
Эпюра пассивного давления, для подпорной стенки с дополнительной равномерно распределенной нагрузкой, не изменяется. Она рассчитывается и изображается в виде эпюры, как в предыдущей задаче.

Оценка устойчивости подпорной стенки при глинистой засыпке. Грунты, относящиеся к пылевато-глинистым формациям, характеризуются как трением, так и сцеплением между частицами. Учитывая, что на сдвигающие напряжения (касательные), действуют и трение между частицами и их сцепление, следовательно, величина активного давления будет меньше, чем при песчаной засыпке. Эпюры активного и пассивного давлений, действующих на подпорную стенку при глинистой засыпке, имеют вид, изображенный на рис. 18.3.

Для построения эпюры активного давления, вначале определяют давление в основании подпорной стенки без учета сцепления из выражения:

$$P_a^1 = \gamma_w H \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi_w}{2} \right) \quad \kappa H / \text{м}^2 \quad 18.20.$$

Полученную величину активного давления в масштабе откладывают на уровне подошвы фундамента от тыльной грани подпорной стенки. Получают точку, которую соединяют с верхней точкой подпорной стенки.



18.3. Эпюры давлений при глинистой засыпке

Следующим этапом является определение активного давления в основании подпорной стенки с учетом сцепления – C_w , которое, определяют из выражения:

$$P_w^{11} = \gamma_w H \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi_w}{2} \right) - 2C_w \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi_w}{2} \right) \quad \kappa H / \text{м}^2 \quad 18.21$$

Величину P^{11} в масштабе откладывают от полученной точки, при откладывании P^I . После этого определяют высоту - h_c , на которую уменьшается эпюра активного давления за счет наличия сил внутреннего трения и сцепления:

$$h_c = \frac{2C_w}{\gamma_w \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi_w}{2} \right)} \quad \text{м} \quad 18.22.$$

Учитывая, что наличие сцепления и внутреннего трения уменьшают боковое давление грунта на стенку, откладывают величину h_c от верхней точки грани задней стенки и получают начальную точку эпюры, где активное давление равно нулю. Соединяют нижнюю и верхнюю точки и получают эпюру активно-

го давления на подпорную стенку при глинистой засыпке. Таким образом, высота эпюры уменьшается на величину h_c :

$$H_c = H - h_c \text{ м} \quad 18.23.$$

Следующим этапом будет определение полного активного давления - E_a на подпорную стенку со стороны глинистой засыпке, с учетом сил внутреннего трения и сцепления, которое вычисляют из выражения:

$$E_a = \gamma_w \frac{H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi_w}{2} \right) - 2C_w \left[H \times \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi_w}{2} \right) - \frac{C_w}{\gamma_w} \right] \quad 19.24.$$

Точку приложения полного активного давления определяют из выражения:

$$e_a = \frac{H_c}{3} \quad \text{м} \quad 19.25.$$

После построения эпюры активного давления приступают к расчету и построению пассивного давления, которое также определяется с учетом сил внутреннего трения и сцеплению. Пассивное давление на поверхности фундамента подпорной стенки (при $h_{загл} = 0$) определяют из выражения:

$$P_n^1 = 2C_w \times \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\varphi_w}{2} \right) \quad \kappa H / \text{м}^2 \quad 19.26.$$

Пассивное давление грунта на подпорную стенку на уровне подошвы фундамента с учетом сцепления определяют:

$$P_w^{11} = \gamma_w h_{загл} \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi_w}{2} \right) + 2C_w \times \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\varphi_w}{2} \right) \quad \kappa H / \text{м}^2 \quad 19.27.$$

Полученные значения, в масштабе, откладывают в верхней и нижней плоскостях фундамента, после чего полученные точки соединяют прямой линией.

Выражение для определения полного пассивного - E_n давления на стенку высотой - H , при учете сил сцепления в грунте - C , имеет вид:

$$E_n = \gamma_w \frac{H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi_w}{2} \right) + 2C_w H \times \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\varphi_w}{2} \right) \quad 19.28.$$

Определяют точку приложения полного пассивного давления из выражения:

$$e_{11} = \frac{h_{загл}}{3} \times \frac{(a + 2d)}{(a + d)} \quad \text{м} \quad 19.29.$$

где $a = P_n^{11}$ - нижнее основание эпюры трапеции;
 $d = P_n^1$ - верхнее основание эпюры трапеции.

ПРАКТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ

Перечень тем лабораторных работ

1. Определение физических показателей грунта плотномером-влажномером системы инженера Ковалева Н.П.
2. Определение кислотности грунтовых растворов.
3. Определение содержания растительных остатков в грунте.
4. Определение модуля общей деформации.
5. Определение модуля осадки на компрессионном приборе.
6. Определение максимальной плотности и оптимальной влажности.
7. Определение модуля упругости на рычажном прессе.
8. Определение модуля упругости грунта с помощью динамического измерителя ДПГ-1.2.
9. Определение пластичности и консистенции глинистых грунтов.
10. Определение набухания глинистых грунтов.
11. Определение усадки глинистых грунтов.
12. Определение коэффициента внутреннего трения по углу естественного откоса.
13. Определение сопротивляемости грунта сдвигу на приборе прямого сдвига.
14. Определение степени пучинистости грунта.
15. Определение сопротивляемости сдвигу скрытопластичного глинистого грунта.
16. Определение размокаемости глинистого грунта.

РАЗДЕЛ КОНТРОЛЯ ЗНАНИЙ

Перечень вопросов, выносимых на экзамен по дисциплине «Механика грунтов земляного полотна»

1. Физические показатели отражающие свойства скальных горных пород (предел прочности при сжатии, сопротивление одноосному растяжению, предел прочности на растяжение при изгибе).
2. Прочность песчаных и пылевато-глинистых грунтов (статическое и динамическое зондирование)
3. Модули деформации и упругости. Модули упругости, применяемые в дорожном строительстве.
4. Основные элементы земляного полотна. Типы поперечных профилей.
5. Грунты, применяемые при строительстве земляного полотна.
6. Задачи механики грунтов земляного полотна.
7. Процессы, происходящие в грунтах при сжатии.
8. Коэффициенты бокового давления и Пуассона.

9. Вывод закона уплотнения.
10. Принцип линейной деформируемости грунта. Фазы напряженно-деформируемого состояния грунта.
11. Зависимость деформации от времени.
12. Влияние многократности приложения нагрузки. Петля гистерезиса.
13. Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки.
14. Фазы уплотнения, прогрессирующего нарастания нагрузки и локальное нарушение прочности при осадке грунта. График.
15. Типы болот по ТКП 059-2012. Проектирование земляного полотна на слабых основаниях.
16. Повышение степени прочности грунта.
17. Стадии уплотнения песчаных и глинистых грунтов. Максимальная плотность грунта.
18. Определение осадки грунта при уплотнении.
19. Стандартное уплотнение грунта. Методы Союздорнии и AASHTO.
20. Показатели уплотнения грунтов в дорожном строительстве.
21. Определение осадки сооружения на однородном грунте. Коэффициент упругого полупространства.
22. Осадка массива грунта, включающего несколько пластов.
23. Нормальное и касательное напряжения. Напряжения от собственного веса и от внешней нагрузки (эпюры).
24. Определение напряжений для плоской задачи (схема и системы уравнений).
25. Формула Буссинеска. Постулат. Условие равновесия.
26. Напряжения для пространственной задачи.
27. Эпюры распределения напряжений.
28. Неоднородные грунты. Показатели, характеризующие неоднородность.
29. Распределение напряжений в неоднородных грунтах. Метод Покровского Г.И.
30. Определение напряжений для условия плоской задачи (фундамент, земляное полотно).
31. Определение напряжений для условия пространственной задачи (круглая и прямоугольная опора).
32. Условие прочности грунтов. Определение напряжений по кругу Мора.
33. Закон Кулона для песчаного грунта любой влажности (выражение, график).
34. Закон Кулона для связного грунта. Закон Кулона для суглинков и тугопластичных глин (выражения, графики).
35. Условия прочности для песчаного (условие Ранкина) и связного грунтов (условие Ранкина-Мора, условие Кулона).
36. Состояния прочности для сыпучего и связного грунтов.
37. Формула Маслова Н.Н. Характеристика жестких, скрытопластичных и пластичных глинистых грунтов (графики)

38. Схема сил, действующих на колесо при движении. Выражения для сопротивления вдавливанию колеса при качении и горизонтального тягового усилия.
39. Сопротивление грунта резанию (схема). Выражения для вертикальной и горизонтальной сил резания.
40. Реология. Ползучесть грунта (кривая ползучести). Порог ползучести.
41. Мгновенная, временная и длительная прочности.
42. Консолидация грунтов (первичная и вторичная стадии).
43. Ламинарное и турбулентное движение жидкости. Режимы движения воды в грунтах (установившееся, неуставившееся, плавно и резко изменяющимся, напорное).
44. Закон Дарси для песчаного грунта. Градиент напора.
45. Закон Дарси для глинистого грунта. Коэффициент фильтрации.
46. Метод Феллениуса для оценки устойчивости откоса. Выражение для определения коэффициента устойчивости.
47. Метод КЦПС без учета дополнительных воздействий (схема, выражение).
48. Метод КЦПС с учетом гидростатического давления (схема, выражение).
49. Метод КЦПС с учетом фильтрационного воздействия (схема, выражение).
50. Метод ППС без учета дополнительных силовых воздействий (схема, выражение).
51. Метод ППС с учетом фильтрационного воздействия (схема, выражение).
52. Характеристика и оценка устойчивости подпорной стенки.
53. Силы, действующие на подпорную стенку при песчаной засыпке (схема).
54. Силы, действующие на подпорную стенку при песчаной засыпке и дополнительной равномерно распределенной нагрузки (схема).
55. Силы, действующие на подпорную стенку при глинистой засыпке (схема).

ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЙ РАЗДЕЛ

Список литературы

Основная литература

1. Бабаскин Ю.Г. Дорожное грунтоведение и механика земляного полотна: учебное пособие для студентов учреждений высшего образования по специальностям «Автомобильные дороги», «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены» / Ю.Г.Бабаскин. – Минск: «Новое знание», Москва: «ИНФРА-М» 2013. - 462 с.
2. Бабаскин Ю.Г. механика грунтов земляного полотна / учебное пособие для студентов учреждений высшего образования по специальности «Автомобильные дороги». / Ю.Г.Бабаскин. - Минск: БНТУ, 2025. - 212 с.
3. Бабаскин Ю.Г. Дорожное грунтоведение. Практикум / учебное пособие для студентов учреждений высшего образования по специальности «Автомобильные дороги». / Ю.Г.Бабаскин. - Минск: «Высшая школа», 2020. - 316 с.

4. Бабаскин Ю.Г., Козловская Л.В. Оценка состава и состояния грунтов при строительстве инженерных сооружений / Методическое пособие к курсовой работе по дисциплине «Дорожное грунтоведение и механика земляного полотна», «Инженерная геология и механика грунтов» для студентов специальностей 1-70 03 01 «Автомобильные дороги». 1-70 03 02 «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены» / Ю.Г.Бабаскин, Л.В.Козловская. - Минск:БНТУ, 2011. – 169 с.

Дополнительная литература

5. Казарновский В.Д. Основы инженерной геологии, дорожного грунтоведения и механики грунтов (Краткий курс). - М., Интрансдорнаука. 2007. - 284 с.

6. Бабаскин Ю.Г. Технология строительства дорог. Практикум / Бабаскин Ю.Г., Леонович И.И. Допущено Министерством образования Республики Беларусь в качестве учебного пособия для студентов высших учебных заведений по специальности «Экономика и организация производства (автодорожное хозяйство)». – Минск: «Новое знание», Москва «ИНФРА-М», 2012. - 429 с.

7. Бабаскин Ю.Г. Дорожное грунтоведение и механика земляного полотна. (Курс лекций). - Минск: БНТУ, 2002. -197 с.

8. Бабаскин Ю.Г. Дорожное грунтоведение и механика земляного полотна (учебное пособие) / Допущено Министерством образования Республики Беларусь в качестве учебного пособия для студентов специальности «Строительство дорог и транспортных объектов» высших учебных заведений. – Минск: БГПА, 2001. – 223 с.