

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования
«ЮЖНО-РОССИЙСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
(НОВОЧЕРКАССКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ)»

ФАКУЛЬТЕТ Строительный
КАФЕДРА Промышленное, гражданское строительство, геотехника
и фундаментостроение

Допустить к защите
Заведующий кафедрой ПГС
ГиФ

_____ Скибин Г.М.
(Подпись) (ФИО)

«__» _____ 2015 г.

_____ Аль ламы Мусааб Сабах Абед

(Фамилия, имя, отчество магистра)

МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ

**РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ ПО ВТОРОЙ ГРУППЕ
ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ**

(Тема)

НАПРАВЛЕНИЕ 27080068 Строительство
(Код) (Наименование)

СПЕЦИАЛИЗАЦИЯ 27080068 Теория и проектирование зданий и сооружений
(Код) (Наименование)

НАУЧНЫЙ РУКОВОДИТЕЛЬ

_____ (Должность, ученая степень, ученое звание, Фамилия, имя, отчество) (Подпись)

НАУЧНЫЙ КОНСУЛЬТАНТ

_____ (Должность, ученая степень, ученое звание, Фамилия, имя, отчество) (Подпись)

Новочеркасск 2015 г.

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное агентство по образованию
Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования
«ЮЖНО-РОССИЙСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
(НОВОЧЕРКАССКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ)»

ФАКУЛЬТЕТ Строительный
КАФЕДРА Промышленное, гражданское строительство, геотехника
и
фундаментостроение

НАПРАВЛЕНИЕ 27080068 Строительство
СПЕЦИАЛИЗАЦИЯ 27080068 Теория и проектирование зданий и сооружений

УТВЕРЖДАЮ:
Заведующий кафедрой ПГС
ГиФ
Скибин Г.М.
(Подпись) (ФИО)
«___» _____ 2015 г.

ЗАДАНИЕ

и научно-исследовательская программа подготовки магистерской диссертации

Студенту Аль лами Мусааб Сабах Абед
(Фамилия, имя, отчество)

1. Тема диссертации: Расчет оснований фундаментов по второй группе предельных состояний

Тема диссертации утверждена приказом ректора № ___ от _____ 20__ г.

2. Консультанты раздела:

Наименование раздела, должность, ученая степень, ученое звание, ФИО

Четвертый раздел «Экспериментальные исследования физико-механических свойств лессовидных суглинков г. Новочеркасска. Зависимость модуля деформации, угла внутреннего трения и сцепления.» выполнен под руководством проф., к.т.н. Галашевым Ю.В. и доц., к.т.н. Осиповой О.Н.

3. Научно-исследовательская программа подготовки магистерской диссертации _____

Аннотация

Основания фундаментов рассчитываются по предельным состояниям. В том числе по предельным деформациям. Еврокод 7 это предельное состояние обозначает как SLS – Serviceability Limit State.

Практика инженерно-геологических изысканий, проектирования и строительства сооружений выработала достаточно универсальный инженерный метод послойного суммирования для определения осадок. Этот метод по существу и определяет так называемую линейно-деформируемую модель грунтового основания, которая применяется широко и, часто, необоснованно. Видно, как развивается метод послойного суммирования, как впитывает в себя достижения современного строительства. В СП 50-101-2004 описан метод послойного суммирования, существенно отличающийся от этого метода, представленного в нормативных документах СНиП II-15-74 и СНиП 2.02.01-83.

В диссертации рассматривается развитие метода послойного суммирования для расчета осадок, приводятся некоторые допущения данного метода.

На основе полученных результатов лабораторных исследований физико-механических свойств грунтов, проводившихся в Новочеркасской научной школе механики грунтов и фундаментостроения, в лаборатории «Механика грунтов» на кафедре ПГС ГиФ, рассчитаны осадки столбчатого и ленточного фундаментов для реальных объектов, а также разработан программный продукт, с помощью которого значительно облегчается задача обработки полученных данных.

Введение

Для нахождения осадок основания под нагрузкой теоретически необходимо выбрать математическую модель основания и, затем, как правило, решить соответствующую краевую задачу для системы дифференциальных уравнений в частных производных. На этом пути возникают большие трудности математического, вычислительного и экономического характера (стоимость определения параметров модели неоднородного основания не должна быть соизмеримой со стоимостью самого сооружения).

Для расчета осадок используется регламентируемый строительными нормами универсальный инженерный метод послойного суммирования, который получил широкое применение и, по существу, является линейно-деформируемой моделью грунтового основания.

При проектировании фундаментов осадка сооружения определяется двумя основными методами. В компрессионных опытах осадка определяется при ограничении бокового расширения грунта, а в трехосных испытаниях деформации определяются с учетом бокового расширения грунта. Эти методы предполагают использование способа послойного суммирования осадки, при этом осадка основания равна сумме осадок отдельных слоев сжимаемого массива грунта, а напряжения имеют максимальные значения под центром фундамента и равномерно распределены.

При расчете осадки фундамента предполагается, что ниже подошвы фундамента расчетное усилие численно равно максимальному его значению под центром фундамента, а в горизонтальном сечении постоянно, при этом осадка грунта зависит от вертикальных нагрузок.

В нормативных методах расчета осадки основания заложены некоторые допущения:

- осадка фундамента происходит только при нагрузках больших природного давления на уровне глубины заложения фундамента;
- отношение между давлением и деформацией грунта должно быть линейным и описано законом Гука;
- напряжения в грунтовом основании определяются в соответствии с решениями задач теории упругости для однородного изотропного полупространства.

СП 50-101-2004 рекомендуют применять метод послойного суммирования только для сооружений III класса, умножая компрессионный модуль деформации грунтов на коэффициент от 2 до 6. Для более ответственных сооружений рекомендуется проводить штамповые испытания. Предлагать в качестве образца модуль деформации, определенный в полевых испытаниях штампами, размеры которых 25-70 см, тоже не бесспорно. Даже в случае однородных оснований перенос результатов испытаний на натурные фундаменты требует выполнения ряда условий теории подобия. В случае сложного напластования грунтов задача становится практически неразрешимой.

Отказ от лабораторного определения модуля деформаций в пользу штамповых испытаний является отступлением от попыток теоретического решения появившейся проблемы несоответствия вычисляемых и наблюдаемых значений осадок.

Отсюда вытекает, что задача исследования метода послойного суммирования, является *актуальной*.

Одно из применений ЭВМ непосредственно в лабораторных испытаниях, в частности механических свойств грунтов при компрессионных испытаниях, дает преимущества при обработке полученных результатов и построении компрессионных кривых. Этапы проектирования и

расчета, выполняемые с использованием пакета программы, разработанного автором диссертации, обеспечивает значительное упрощение работы и увеличение скорости тестирования и проектирования.

В диссертационной работе на основе лабораторных данных, разработан программный продукт, позволяющий облегчить задачу расчета механических свойств грунтов, а также примеры расчетов осадок оснований фундаментов с учетом полученных данных.

Цель диссертационной работы:

Применить разработанный программный продукт при расчете механических свойств грунтов и построении компрессионных кривых.

Рассчитать осадку реальных объектов при помощи метода послойного суммирования на основании результатов лабораторных испытаний, обработанных при помощи нового программного продукта.

Исследовать развитие метода послойного суммирования, выявить основные допущения данного метода.

Научная новизна работы:

1. Получен новый программный пакет, позволяющий значительно ускорить обработку данных в лабораторных условиях.

2. Проведено исследование развития метода послойного суммирования для расчета осадок оснований.

3. Рассчитаны осадки оснований для жилого дома и промышленного цеха методом послойного суммирования с учетом лабораторных исследований в лаборатории «Механика грунтов»

Практическая ценность работы

Использование нового программного продукта для расчета основных физико-механических свойств грунтов облегчит задачи расчета, ускорит получение результатов и сэкономит рабочее время.

Апробация работы

Основные положения магистерской диссертации докладывались на международной научно-технической конференции «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении» 13-15 мая в г. Новочеркасске, на Международной научно-практической конференции «Научная дискуссия: вопросы технических наук», Москва 2015 г., на научно-практической конференции «Информационные технологии в строительстве», Новочеркасск 2014 г.

Публикации

Основное содержание диссертационной работы изложено в 3 опубликованных работах.

Структура и объем работы

Диссертация состоит из введения, 4 глав, заключения, списка литературы, включающего 70 наименований, и приложений. Полный объем диссертации- 130 страниц, включая 30 рисунков и 10 таблиц.

Оглавление

1. Конструкции и методы расчета фундаментов мелкого заложения.....
 - 1.1. Типы фундаментов.
 - 1.2. Конструкции фундаментов в открытых котлованах
 - 1.3. Инженерно-геологическое обеспечение расчета оснований и фундаментов.
 - 1.3.1. Определение физико-механических свойств грунтов в лаборатории «Механика грунтов».
 - 1.3.2. Обработка полученных результатов.
2. Строительные правила расчета осадок фундаментов
 - 2.1. Развитие метода послойного суммирования
 - 2.2. Предельные состояния оснований сооружений.
 - 2.3. Краткий обзор существующих методов расчета оснований фундаментов.
3. Метод послойного суммирования для расчета осадок фундаментов.
 - 3.1. Основные допущения метода послойного суммирования.
 - 3.2. Примеры расчетов осадки оснований.
 - 3.2.1. Пример расчёта осадки методом послойного элементарного суммирования для столбчатого фундамента.
 - 3.2.2. Пример расчёта осадки методом послойного элементарного суммирования для ленточного фундамента.
4. Выводы по разделам.
5. Литература.

1. Конструкции и методы расчета фундаментов мелкого заложения.

К фундаментам мелкого заложения относятся фундаменты, имеющие отношение высоты к ширине подошвы, не превышающее 4, и передающие нагрузку на грунты основания преимущественно через подошву.

Схема фундамента мелкого заложения показана на (рис. 1.1). Подошвой фундамента называется его нижняя плоскость, соприкасающаяся с основанием; верхняя плоскость фундамента, на которую опираются наземные конструкции, называется обрезаем. За ширину фундамента принимается минимальный размер подошвы b , а за длину — наибольший ее размер l . Высота фундамента h_f есть расстояние от подошвы до обреза, а расстояние от поверхности планировки до подошвы d называется глубиной заложения фундамента.

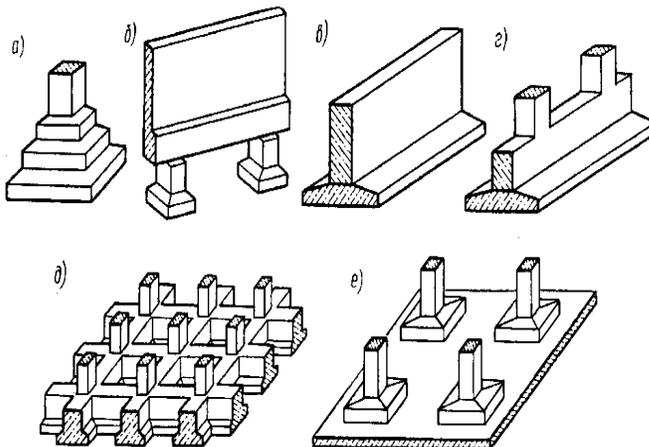


Рис 1.2 Основные типы фундаментов

мелкого заложения

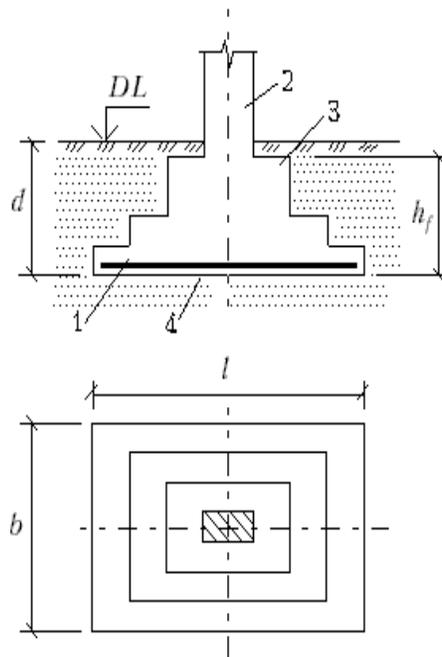


Рис 1.1 схема фундамента

мелкого заложения

a — отдельный фундамент под колонну; *б* — отдельные фундаменты под стену; *в* — ленточный фундамент под стену; *г* — то же, под колонны; *д* — то же, под сетку колонн; *е* — сплошной (плитный) фундамент

Фундаменты мелкого заложения возводятся в открытых котлованах (отсюда еще одно их название — фундаменты, возводимые в открытых котлованах) или в специальных выемках, устраиваемых в грунтах основания.

По условиям изготовления фундаменты мелкого заложения разделяются на монолитные, возводимые непосредственно в котлованах, и сборные, монтируемые из элементов заводского изготовления. При устройстве монолитных фундаментов под подошвой осуществляется подготовка из тощего бетона или слоя щебня, втрамбованного в грунт и пролитого цементным раствором, призванная предотвратить утечку цементного молока, перемешивание бетонной смеси с грунтом и погружение арматуры в основание. При плотных слабо-фильтрующих грунтах такую подготовку можно не делать, а принять защитный слой бетона толщиной 5...8 см.

В качестве материалов фундаментов применяются железобетон, бетон, бутобетон, каменные материалы (кирпич, бут, пиленые блоки из природных камней). В отдельных случаях при устройстве фундаментов временных зданий и сооружений допускается применение дерева или металла.

Материал фундамента выбирается в соответствии с материалами основных конструкций сооружения и наряду с определенной прочностью должен обладать неразмокаемостью и морозостойкостью. Этим условиям лучше всего отвечают железобетон и бетон, которые и являются основными конструкционными материалами фундаментов. Железобетон и бетон можно применять при устройстве всех видов монолитных и сборных фундаментов в

различных инженерно-геологических условиях. Каменная кладка из кирпича, бута и природных камней используется для устройства фундаментов, работающих на сжатие, и для возведения стен подвалов. Бутобетон и бетон целесообразно применять при устройстве фундаментов, возводимых в отрываемых полостях или траншеях при их бетонировании в распор со стенками.

выполняемые из каменной кладки и бетона, относятся к массивным жестким конструкциям, а фундаменты, работающие на сжатие и изгиб и выполняемые из железобетона,— к гибким.

По форме фундаменты мелкого заложения разделяются на отдельные, ленточные, сплошные и массивные (рис. 1.2).

Отдельные фундаменты устраивают под колонны, опоры балок, ферм и других элементов промышленных и гражданских зданий и сооружений. Возможно устройство отдельных фундаментов и под стены (при небольших нагрузках и в тех случаях, когда основанием служат грунты, имеющие высокие прочностные и деформационные характеристики). Отдельные фундаменты не увеличивают жесткости сооружения, поэтому их обычно применяют в тех случаях, когда неравномерность осадок не превышает допустимых значений.

Ленточные фундаменты используют для передачи нагрузки на основание от протяженных элементов строительных конструкций, например стен зданий, или ряда колонн. По размещению в плане ленточные фундаменты могут состоять из одинарных или перекрестных лент. Одинарные ленты устраивают, как правило, под стены, а перекрестные — под сетку колонн.

Сплошные фундаменты, иногда называемые плитными, устраивают под всем зданием в виде железобетонных плит под стены или сетку колонн. Фундаментные плиты разрезаются в плане только осадочными швами, но в пределах каждого выделенного отсека они обеспечивают жесткость здания и совместную работу фундамента и надземной части сооружения. Сплошные фундаменты способствуют уменьшению неравномерности осадки сооружения. Массивные фундаменты устраивают в виде жесткого массива под небольшие в плане сооружения, такие, как башни, мачты, дымовые трубы, доменные печи, устои мостов и т. д.

Отдельные фундаменты представляют собой кирпичные, каменные, бетонные или железобетонные столбы с уширенной опорной частью. Отдельные фундаменты могут выполняться гё монолитном или сборном варианте.

Каменные и бетонные отдельно стоящие фундаменты устраиваются монолитными и проектируются как жесткие. Фундаменты имеют наклонную боковую грань или, что чаще, уширяются к подошве уступами, размеры которых определяются углом жесткости α , т. е. предельным углом наклона, при котором в теле фундамента не возникают растягивающие напряжения (рис. 10.3). Угол жесткости, определяющий отношение между высотой h_y и шириной b_y уступов, или наклон боковых граней назначается в зависимости от материала, марки раствора или класса бетона, давления на грунт и составляет $30...40^\circ$

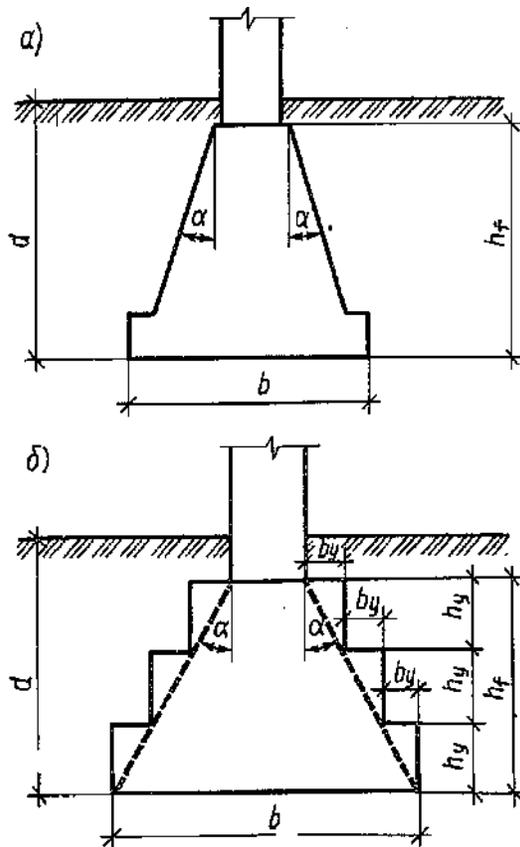
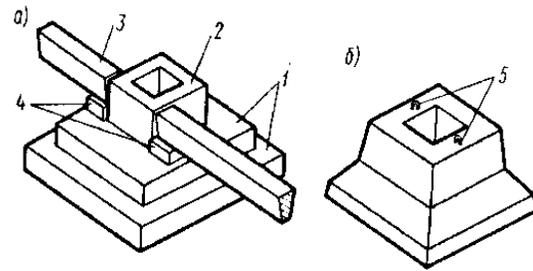


Рис. 1.3. Конструкция жесткого
Фундамента

а — с наклонными боковыми гранями
б — уширяющийся к подошве уступами
подколенник



1 — фундаментные плиты;
2 — подколенни ;
3 — рандбалка;
4 — бетонные столбики ;
5 — монтажные петли

Рис. 1.4. Сборный фундамент
под колонну

а — из нескольких элементов;
б — из одного элемента;

Железобетонные фундаменты выполняются монолитными или сборными и проектируются как конструкции на сжимаемом основании с учетом совместной работы сооружения и грунтов основания. Сечения и арматура

таких фундаментов подбираются с соблюдением требований, предъявляемых к железобетонным конструкциям.

Монолитные железобетонные фундаменты состоят, как правило, из плитной части ступенчатой формы и подколонника. Сопряжение сборных колонн с фундаментом осуществляется с помощью стакана (фундаменты стаканного типа), монолитных колонн — соединением арматуры колонн с выпусками из фундамента, а стальных колонн — креплением башмака колонны к анкерным болтам, забетонированным в фундаменте. Применяются и другие конструкции соединения колонн с фундаментами. Размеры в плане подошвы, ступеней и подколонника монолитных фундаментов принимаются кратными 300 мм, а высота ступеней — кратной 150 мм. При устройстве отдельных фундаментов под стены по обрезу фундаментов укладываются фундаментные балки (рандбалки), на которые опираются наземные конструкции.

Сборные железобетонные фундаменты под колонны проектируются из одной или нескольких фундаментных плит, уложенных друг на друга на цементном растворе. Сверху плит устанавливают под-колонник, а при необходимости и дополнительные опоры под ранд- балку (рис. 1.4, а).

Сборные фундаменты, составленные из нескольких рядов железобетонных плит, требуют повышенного расхода арматуры, что связано с необходимостью армирования плит каждого ряда на усилия, возникающие при их транспортировке и монтаже. Поэтому в тех случаях, когда это возможно, сборный фундамент устраивают из одного элемента (рис. 1.4, б) или переходят на монолитный вариант фундамента.

С целью сокращения трудоемкости работ по устройству фундаментов и уменьшению их стоимости постоянно ведутся работы по созданию новых

типов фундаментов, которые в соответствующих грунтовых условиях оказываются более экономичными по сравнению с традиционными типами. Наибольшее распространение в последние годы получили буробетонные и щелевые фундаменты, устраиваемые в глинистых грунтах тугопластичной, полутвердой и твердой консистенции и в лессовых грунтах, а также фундаменты с анкерами, применяемые для сооружений со значительными горизонтальными или моментными нагрузками (рис. 1.5). Буробетонный фундамент устраивают в разбуриваемых полостях, заполняемых литым бетоном. Армируют только стаканную часть. Буробетонные фундаменты хорошо работают на горизонтальные нагрузки и моменты, поскольку эти нагрузки передаются на боковые стенки полости, сложенные ненарушенным грунтом массива.

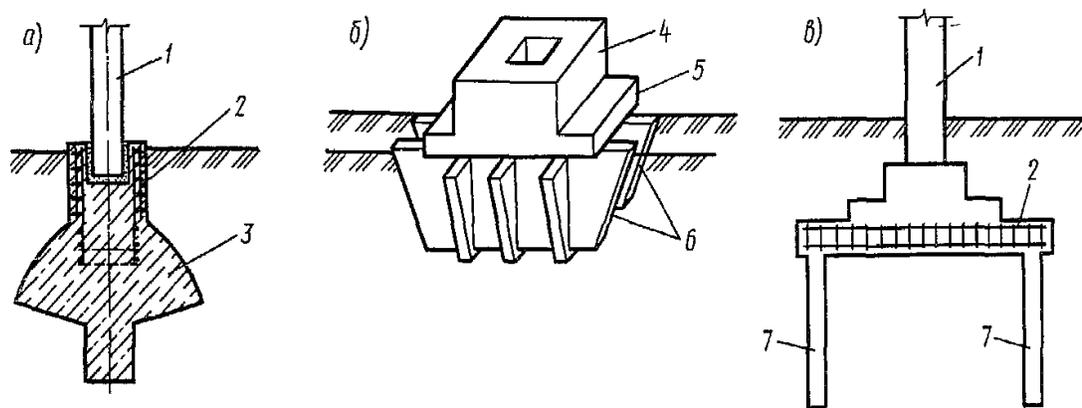


Рис. 1.5. Буробетонные (а), щелевые (б) и анкерные (в) фундаменты:

1 — колонна; 2 — арматурный каркас; 3 — фундамент; 4 — подколонник; 5 — плитная часть; 6 — бетонные пластины; 7 — анкеры (буронабивные сваи)

Щелевой фундамент устраивают путем прорезки узких взаимно перпендикулярных щелей шириной 10...20 см, в которые при необходимости устанавливается арматура с последующим заполнением бетоном. Расстояние

между пластинами составляет 2...4 их толщины. Нагрузка на основание передается через нижние торцы и боковые поверхности пластин. Сопряжение колонн с фундаментами и в этом случае такое же, как в обычных фундаментах. Щелевые фундамента могут быть устроены также и в вытрамбованных котлованах (см. § 12.3), когда прорези в грунте не отрываются, а пробиваются трамбовкой заданного размера на проектную глубину. Фундаменты с анкерами обеспечивают восприятие значительных выдергивающих усилий, что позволяет уменьшить крен и устранить отрыв подошвы фундаментов. В нескальных грунтах анкеры представляют собой армированные каркасами буронабивные сваи диаметром 15...20 см и длиной 3...4 м, жестко соединяемые с плитной частью фундамента. В скальных грунтах обычно используются напрягаемые стержни с анкерующими болтами.

Ленточные фундамента под стены также устраивают либо монолитными, либо из сборных блоков. Монолитные ленточные фундамента из природного камня и бетона, как и отдельные фундамента, устраивают в виде конструкции ступенчатой или наклонной формы (см. рис. 1.3). Монолитные железобетонные ленточные фундамента выполняются в виде нижней армированной ленты и неармированной или малоармированной фундаментной стены (рис.1.6, а). Одним из возможных вариантов устройства монолитных ленточных фундамента из железобетона является многощелевой ленточный фундамент, конструкция которого аналогична показанному на (рис. 1.5. б). Расчет и конструирование монолитных ленточных фундамента рассматриваются в курсе железобетонных конструкций.

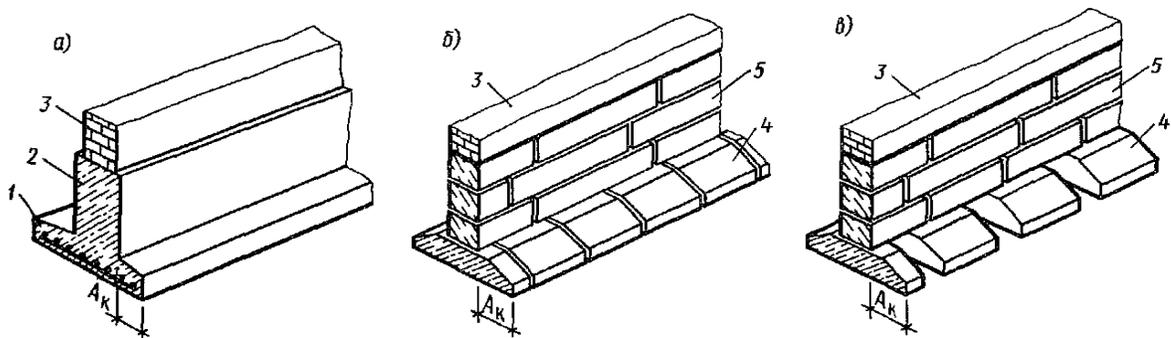


Рис. 1.6. Ленточные фундаменты:

а — монолитный; б — сборный сплошной; в — сборный прерывистый;

1 — армированная лента; 2 — фундаментная стена; 3 — стена здания; 4 — фундаментная подушка; 5 — стеновой блок

Сборный ленточный фундамент состоит из ленты, собираемой из железобетонных плит, армированных по расчету, и стены, собираемой из бетонных блоков (рис. 1.6, б). Железобетонные фундаментные плиты подушки и бетонные стеновые блоки унифицированы. Номенклатура фундаментных плит предусматривает их разделение на четыре группы, каждая из которых характеризуется наибольшим значением среднего давления, передаваемого на основание при соответствующем вылете консоли фундамента A_k . Поэтому важным этапом конструирования сборного фундамента является проверка допустимого вылета консоли.

При строительстве на прочных грунтах (модуль деформации грунта 25 МПа и более) при уровне подземных вод ниже подошвы фундамента возможно применение прерывистых ленточных фундаментов, которые устраивают из фундаментных железобетонных плит, расположенных на некотором

расстоянии друг от друга (рис. 1.6, в). Ленточные прерывистые фундаменты особенно целесообразны в тех случаях, когда полученная в расчетах ширина фундамента оказывается меньше ширины стандартных плит.

Чтобы уменьшить объем железобетона в теле фундамента, иногда применяют ребристые железобетонные блоки или плиты с угловыми вырезами (рис. 1.7).

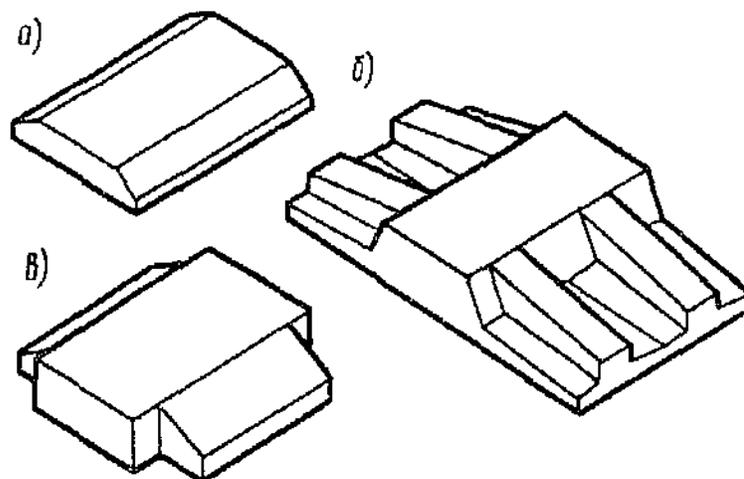


Рис. 1.7. Конструкции фундаментных плит:

а — сплошная; б — ребристая; в — с угловыми вырезами

Фундаментные стеновые блоки изготовляют из тяжелого бетона, керамзитобетона или плотного силикатного бетона. Ширина блоков принимается равной (или меньше) толщине надземных стен, но не менее 30 см. Надземные стены не должны выступать над фундаментными более чем на 15 см. Высота типовых стеновых блоков составляет 280 или 580 мм. Блоки

укладывают на цементном растворе с перевязкой швов стеновых блоков и плит. Для повышения жесткости сооружения (для выравнивания осадок при строительстве на слабых грунтах, в качестве антисейсмических мероприятий и т. п.) сборные фундаменты усиливают армированными швами или железобетонными поясами, устроенными поверх фундаментных плит или последнего ряда стеновых блоков повсему периметру здания на одном уровне. Такие решения будут рассмотрены в соответствующих главах учебника.

Ленточные фундаменты под колонны устраивают в виде одиночных или перекрестных лент и выполняют, как правило, в монолитном варианте из железобетона. Возможно их устройство и в сборном варианте в виде отдельных блоков, соединяемых между собой с последующим омоноличиванием стыков.

Сплошные фундаменты выполняются, как правило, из монолитного железобетона. По конструктивным решениям сплошные фундаменты разделяют на плитные и коробчатые. Плитные фундаменты, в свою очередь, могут быть гладкими (безбалочными) и ребристыми (рис. 1.8).

Толщину плиты, работающей на изгиб в двух взаимно перпендикулярных направлениях, определяют расчетом на моментные нагрузки и исходя из расчета на продавливание в местах опирания колонн.

Опираание колонн на гладкие и коробчатые плиты осуществляется через сборные и монолитные стаканы, ребристые плиты соединяются с колоннами с помощью монолитных стаканов или выпусков арматуры.

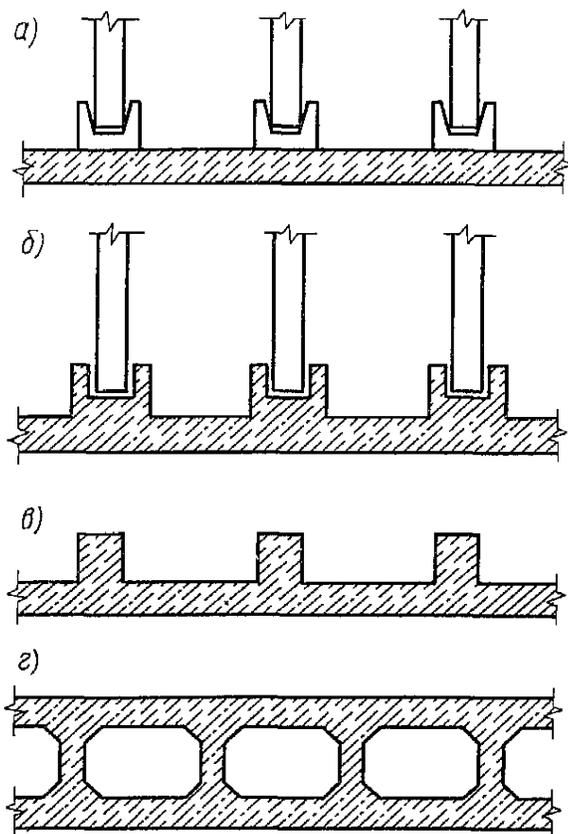


Рис. 1.8. Сплошные фундаменты:
 а - гладкая плита со сборными стаканами;
 б - гладкая плита с монолитными стаканами;
 в - ребристая плита;
 г -плита коробчатого сечения

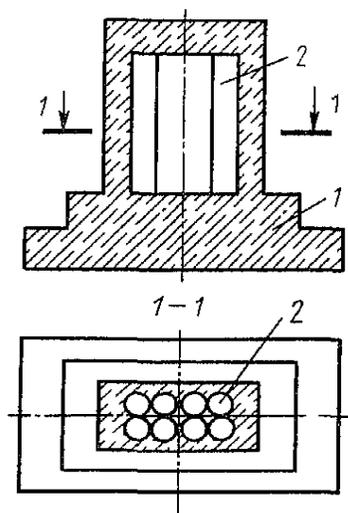


Рис. 1.9. Массивный фундамент с густотообразователями:

1— фундамент;
 2 —пустотообразователи

Расчет фундамента мелкого заложения начинают с предварительного выбора его конструкции и основных размеров, к которым относятся глубина заложения фундамента, размеры и форма подошвы. Затем для принятых размеров фундамента производят расчеты основания по предельным состояниям. расчет по второйгруппе предельных состояний (по деформациям основания) является основным и обязательным для всех фундаментов

мелкого заложения. Расчет по первой группе предельных состояний (по несущей способности основания) является дополнительным и производится в одном из следующих случаев: сооружение расположено на откосе или вблизи него; на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки; основание сложено слабыми грунтами, обладающими малым сопротивлением сдвигу, или, напротив, представлено скальными грунтами. В первых двух случаях расчет по первой группе предельных состояний не производят, если конструктивными мероприятиями обеспечена невозможность смещения проектируемого фундамента.

Установив окончательные размеры фундамента, удовлетворяющие двум группам предельных состояний, переходят к его конструированию. Расчет фундамента как железобетонной конструкции рассматривается в соответствующем курсе, здесь же отметим, что соблюдение правил конструирования массивных и сборных гибких фундаментов позволяет исключить проверку их на прочность и трещиностойкость.

Определение глубины заложения фундамента. Очевидно, что чем меньше глубина заложения фундамента, тем меньше объем затрачиваемого материала и ниже стоимость его возведения, поэтому естественно стремление принять глубину заложения как можно меньшей. Однако в силу того, что верхние слои грунта не всегда обладают необходимой несущей способностью или же конструктивные особенности сооружения требуют его заглубления, при выборе глубины заложения фундамента приходится руководствоваться целым рядом факторов, основными из которых являются:

- инженерно-геологические и гидрогеологические условия строительной площадки;

- глубина сезонного промерзания грунтов;
- конструктивные особенности возводимого сооружения, включая глубину прокладки подземных коммуникаций, наличие и глубину заложения соседних фундаментов

Инженерно-геологические условия строительной площадки. Учет инженерно-геологических условий строительной площадки заключается главным образом в выборе несущего слоя грунта, который может служить естественным основанием для фундаментов. Этот выбор производится на основе предварительной оценки прочности и сжимаемости грунтов по геологическим разрезам. Несмотря на то, что каждая площадка обладает сугубо индивидуальным геологическим строением, все многообразие напластований можно, следуя Б. И. Далматову, представить в виде трех схем, показанных на (рис. 1.10.)

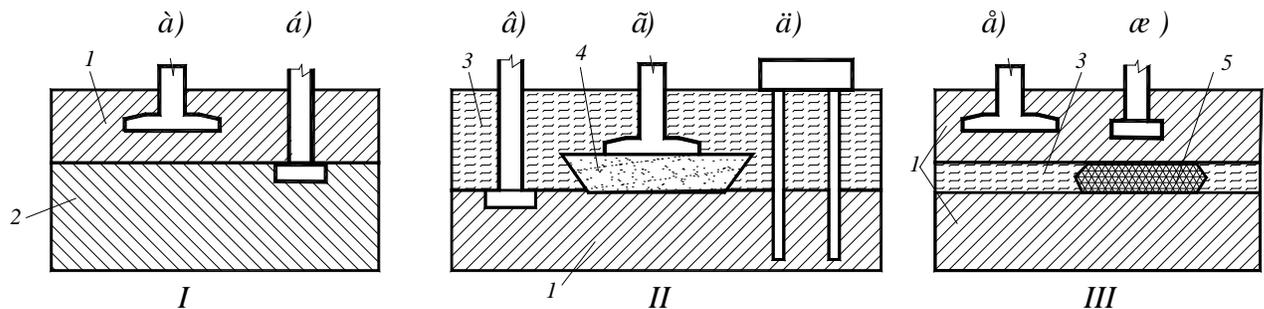


Рис. 1.10. Схемы напластований грунтов с вариантами устройства фундаментов

1 - прочный грунт; 2 - более прочный грунт; 3 - слабый грунт; 4 - песчаная подушка; 5 - зона закрепления грунта

Схема I. Площадка сложена одним или несколькими слоями прочных грунтов, при этом строительные свойства каждого последующего слоя не хуже свойств предыдущего. В этом случае глубина заложения фундамента принимается минимальной, допускаемой при учете сезонного промерзания грунтов и конструктивных особенностей сооружения (рис. 1.10, а). Иногда за несущий принимают слой более плотного грунта, залегающий на некоторой глубине, если это решение экономичнее (рис. 1.10, б).

Схема II. С поверхности площадка сложена одним или несколькими слоями слабых грунтов, ниже которых располагается толща прочных грунтов. Здесь возможны следующие решения. Можно прорезать слабые грунты и опереть фундамент на прочный несущий слой (как показано на рис. 1.10, в). С другой стороны, при такой схеме напластования грунтов может оказаться более выгодным прибегнуть к укреплению слабых грунтов или замене их песчаной подушкой (рис. 1.10, г). Если же мощность слабого слоя окажется чрезмерно большой, то рекомендуется перейти на свайные фундаменты (рис. 1.10, д).

Схема III. С поверхности площадки залегают прочные грунты, а на некоторой глубине встречается один или несколько слоев слабого грунта. В данной ситуации возможно принять решение по схеме II, но так как при этом придется прорезать толщу прочных грунтов, то более выгодным может оказаться или использование прочного грунта в качестве распределительной подушки (при обязательной проверке прочности слабого подстилающего слоя), как это показано на рис. 1.10, е, или закрепление слоя слабого грунта, как это показано на рис. 1.10, ж, что позволит существенно уменьшить размер подошвы фундамента.

При выборе типа и глубины заложения фундамента по любой из рассмотренных схем придерживаются следующих общих правил:

- минимальная глубина заложения фундаментов принимается не менее 0,5 м от спланированной поверхности территории;

- глубина заложения фундамента в несущий слой грунта должна быть не менее 10 ... 15 см;

- по возможности закладывать фундаменты выше уровня подземных вод для исключения необходимости применения водопонижения при производстве работ;

- в слоистых основаниях все фундаменты предпочтительно возводить на одном грунте или на грунтах с близкой прочностью и сжимаемостью. Если это условие невыполнимо (основания с вклинивающимися или несогласно залегающими пластами), то размеры фундаментов выбираются, главным образом, из условия выравнивания их осадок.

Глубина сезонного промерзания грунтов. Глубина заложения фундамента из условия промерзания грунтов назначается в зависимости от их вида, состояния, начальной влажности и уровня подземных вод в период промерзания. Проблема состоит в том, что промерзание водонасыщенных грунтов сопровождается образованием в них прослоек льда, толщина которых увеличивается по мере миграции воды из слоев, расположенных ниже уровня подземных вод. Это приводит к возникновению сил пучения по подошве фундамента, которые могут вызвать подъем сооружения. Последующее оттаивание таких грунтов приводит к резкому снижению их несущей способности и просадкам сооружения.

Наибольшему пучению подвержены грунты, содержащие пылеватые и глинистые частицы. Крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности относятся к не пучинистым грунтам, глубина заложения фундаментов в них не зависит от глубины промерзания в любых условиях

Практикой установлено, что, если уровень подземных вод во время промерзания находится от спланированной отметки земли на глубине, равной расчетной глубине промерзания плюс 2 м, в песках мелких и пылеватых с любой влажностью и в супесях твердой консистенции глубина заложения фундаментов, наружных стен и колонн назначается без учета промерзания грунта. Это связано с высотой капиллярного поднятия подземных вод. Во всех остальных грунтовых условиях глубина заложения наружных фундаментов назначается не менее расчетной глубины промерзания. Исключение составляют площадки, сложенные суглинками, глинами, а также крупнообломочными грунтами с глинистым заполнителем при показателе текучести глинистого грунта или заполнителя $I_1 < 0,25$. В этих условиях глубину заложения фундаментов можно назначать не менее 0,5 расчетной глубины промерзания от спланированной отметки земли.

Для удобства практического использования изложенные сведения представлены в табл. 1.1.

Таблица 1.1

Глубина заложения фундамента **d** в зависимости
от расчетной глубины промерзания

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундамента при глубине поверхности подземных вод d_w , м	
	$d_w < d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
1	2	3
Скальные крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от d_f	Не зависит от d_f
Пески мелкие и пылеватые	Не менее d_f	То же
Супеси с показателем текучести $I_L < 0$	То же	-«-
То же, при $I_L > 0$	-«-	Не менее d_f
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя $I_L > 0,25$	-«-	То же
То же при $I_L < 0,25$	-«-	Не менее $0,5 d_f$

Глубина заложения внутренних фундаментов отапливаемых зданий назначается независимо от глубины промерзания, если во время строительства и эксплуатации возле фундаментов исключено промерзание грунтов. В неотапливаемых зданиях глубина заложения фундаментов для пучинистых грунтов принимается не менее расчетной глубины промерзания.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта

$$d_w = d_{fn} k_h ,$$

где k_h — коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений по табл. 1.1, а для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений - равным 1.1. Для районов с отрицательной среднегодовой температурой, для которых расчетная глубина промерзания

грунта определяется по теплотехническим расчетам, d_{fn} — нормативная глубина сезонного промерзания грунта, м

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта устанавливается по данным многолетних наблюдений (не менее 10 лет) за фактическим промерзанием грунтов в районе предполагаемого строительства под открытой, лишенной снега поверхностью. За d_{fn} принимают среднюю из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания. При отсутствии данных многолетних наблюдений нормативную глубину сезонного промерзания грунтов определяют на основе теплотехнических расчетов или в соответствии с рекомендациями СНиП [5].

Таблица 1.2

Значения коэффициента k_h

Особенности сооружения	Коэффициент k_h при расчетной среднемесячной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
на лагах по грунту	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
по утепленному цокольному перекрытию					
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Конструктивные особенности сооружения. Конструктивными особенностями возводимого сооружения, влияющими на глубину заложения его фундамента, являются: наличие и размеры подвальных помещений, прямков или фундаментов под оборудование; глубина заложения фундаментов примыкающих сооружений; наличие и глубина прокладки подземных коммуникаций и конструкций самого фундамента.

Определение формы и размеров подошвы фундаментов. Форма подошвы фундамента во многом определяется конфигурацией в плане возводимой

надземной конструкции. Она может быть круглой, кольцевой, многоугольной (под дымовые трубы, водонапорные и силосные башни), квадратной, прямоугольной, ленточной (под колонны, столбы, стены), тавровой, крестообразной (под стены с пилястрами, отдельные опоры), а в стесненных условиях и более сложного очертания. В сборных фундаментах ее определяет и форма составных элементов и блоков.

При расчетах фундаментов мелкого заложения по второму предельному состоянию (по деформациям) площадь подошвы предварительно может быть определена из условия : $p_{11} \leq R$

1.1. Типы фундаментов.

Основными типами фундаментов в открытых котлованах являются: отдельные, ленточные под колонны, ленточные под стены, сплошные и массивные. Отдельные фундаменты (рис. 1.11, а) устраивают под колонны и стены в комбинации с фундаментными балками (рандбалками). Подошву таких фундаментов можно развивать

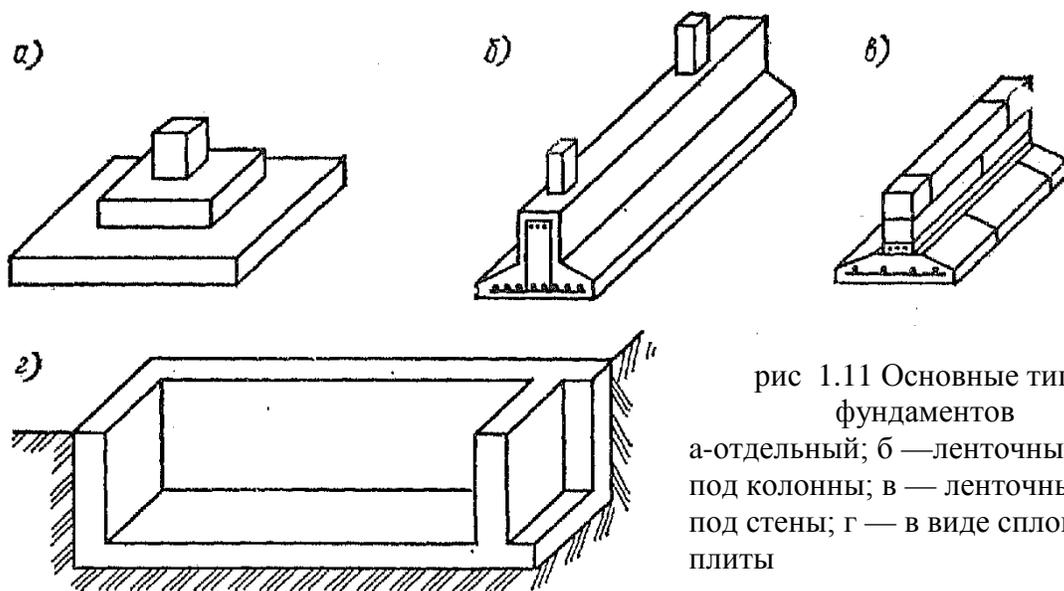


рис 1.11 Основные типы фундаментов
а-отдельный; б — ленточный под колонны; в — ленточный под стены; г — в виде сплошной плиты

в длину и ширину. Отдельные фундаменты не увеличивают жесткости сооружения. Обычно их применяют в случаях, когда неравномерности осадки не превышают допустимых значений. Иногда удается выравнивать осадки путем уменьшения давления под подошвой фундаментов, которые по расчету должны получить большие осадки.

Ленточные фундаменты под колонны (рис. 1.11, б) воспринимают нагрузку от ряда колонн. Иногда под сетку колонн делают ленточные фундаменты в двух направлениях (перекрестные ленты). Ленточные фундаменты устраивают для уменьшения неравномерностей осадки отдельных колонн, а перекрестные ленты позволяют выравнивать осадки не только отдельных колонн в ряду, но и здания в целом.

Ленточные фундаменты под стены (рис. 1.11, в) иногда называют непрерывными. Такие фундаменты несущественно изменяют жесткость сооружения. При большой жесткости стен ленточные фундаменты почти не работают на изгиб в продольном направлении. Эти фундаменты в целях снижения давления по их подошве можно развивать только в поперечном направлении. Такие фундаменты иногда делают с целью устройства подвальных помещений и технических подполий.

Сплошные фундаменты устраивают под всем сооружением или под его частью в виде железобетонных плит под сетку колонн и стен (рис. 1.11, г). Такие плиты работают на изгиб в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Иногда целесообразно делать сплошные фундаментные плиты коробчатой формы. В таком случае нижняя фундаментная плита и перекрытие под подвальными помещениями, объединенные вертикальными

стенами подвала, совместно работают и на изгиб, При устройстве коробчатых фундаментов в подвальных помещениях в стенах делают не двери, а лазы.

Сплошные фундаменты способствуют уменьшению неравномерности осадки в двух направлениях, поэтому СИиП 2.02.01— 83 разрешает предельные значения средних осадок увеличивать в 1,5 раза. Очевидно это в равной степени относится и к максимальной величине осадки колонн каркасных зданий. Размеры подошв этих фундаментов, как правило, обусловлены размерами в плане сооружения или его части, опирающейся на фундамент.

Сплошные фундаменты часто разделяют при необходимости устройства гидроизоляции подземной части сооружения. Для упрощения устройства и надежности гидроизоляции не следует делать выносы плиты за пределы контура стен. В случае отсутствия гидроизоляции для уменьшения момента в пролетной части фундаментной плиты выполняют выносы плиты за контуры наружных стен.

Массивные фундаменты устраивают в виде жесткого массива под всем небольшим в плане сооружением (дымовая труба, доменная печь, и т. п.).

1.2. Конструкции фундаментов в открытых котлованах

Основным назначением любого фундамента является передача нагрузки от несущих конструкций сооружения на грунты основания. Поскольку напряжения в сечениях несущих конструкций (колонн, стен и др.), устанавливаемые исходя из прочности материалов этих конструкций, во много раз больше давления, которое могут воспринять грунты основания, фундаменты должны так снижать давление по их подошвам, чтобы оно не приводило к недопустимым деформациям основания сооружения. При значительном развитии подошвы фундамента приходится делать большие

выносы в стороны, которые работают на изгиб, при этом в фундаменте возникают растягивающие напряжения.

Иногда перед фундаментами ставится еще одна задача ,обеспечить уменьшение неравномерности осадки до допустимых значений для данного сооружения. С этой целью нагрузку от группы колонн или стен передают на один фундамент, делая его ленточным или в виде сплошной плиты. Такие фундаменты, работая на изгиб, частично выравнивают осадку.

Таким образом, при проектировании после принятия глубины заложения фундаментов стремятся подобрать такие размеры подошвы и выбрать такую их конструкцию, которые обеспечивали бы допустимые деформации оснований сооружений. Если это невозможно, глубину заложения фундаментов увеличивают до слоя более плотного грунта.

1.3. Инженерно-геологическое обеспечение расчета оснований и фундаментов.

Целью лабораторных работ по курсу "Инженерная геология" является изучение основ минерологии, т. е. знакомство с основными породообразующими минералами и горными породами, а также физико-механическими свойствами горных пород – грунтов.

Инженерная геология – один из разделов науки о Земле – геологии. Это прикладная геологическая наука, которая изучает геологические условия, а также физико-механические свойства горных пород (грунтов) в связи с инженерно-строительной деятельностью человека.

Верхние горизонты земной коры (литосфера) являются объектом интересов строителя. Состоят они из различных горных пород. Горные

породы, в свою очередь, состоят из минералов, т.е. горные породы – это минеральные агрегаты.

Особенностью минералов является их относительная однородность по химическому составу и физическим свойствам. Поэтому принято считать, что минералы имеют химическую формулу, а горные породы нет. Горные породы оценивают валовым химическим анализом.

Инженерно-геологические изыскания в строительстве

Основным документом, регламентирующим проведение изысканий для строительства, является СНиП I.02.07-87 "Инженерные изыскания в строительстве".

Изыскания должны быть направлены на изучение геологического строения территории, состава, состояния и физико-механических свойств грунтов, гидрогеологических и геоморфологических условий; на выявление неблагоприятных физико-геологических процессов и явлений, а также прогнозирование изменения природной обстановки при строительстве и эксплуатации зданий и сооружений.

Детальность инженерно-геологических изысканий определяется стадией проектирования.

Методы получения инженерно-геологических данных

Особенности состава инженерно-геологических изысканий, влияние экономических и природных факторов на условия производства работ определяют многообразие методов получения инженерно-геологической информации. Эта информация может быть получена путем визуальной оценки объекта исследований или путем оперативного использования различных технических средств.

Визуальная оценка заключается в описании естественных обнажений пород и проб грунтов, извлеченных из буровых скважин и шурфов, дешифрировании аэрофотоснимков или аэровизуальных наблюдений.

При оперативном использовании технических средств проводят буровые и горнопроходческие работы, зондирование, геофизические исследования, полевые опытные и лабораторные работы, стационарные наблюдения на объектах исследования и др.

Возможно и комплексное получение инженерно-геологической информации, когда наряду с визуальной оценкой используют различные технические средства (геоботанические исследования, обследование состояний зданий и сооружений и т.д.).

Применение тех или иных методов получения инженерно-геологических данных определяется стадией проектирования, сложностью инженерно-геологических условий, а также конструктивными особенностями сооружения или условиями его эксплуатации

Техническое задание

Исходным документом, определяющим задачи инженерно-геологических изысканий, является техническое задание, выдаваемое заказчиком (проектной организацией). Техническое задание составляется на основе требований СНиП и других нормативных документов с учетом стадии проектирования и конструктивных особенностей сооружения.

Техническое задание в общем случае содержит:

⇒ данные о местоположении объекта, его назначении и стадиях проектирования с краткой характеристикой параметров и конструкций зданий и сооружений с указанием возможных вариантов их расположения;

- ⇒ предполагаемые глубины заложения фундаментов и подземных частей сооружения и их планировочные отметки с предполагаемыми статическими и динамическими нагрузками;
- ⇒ перечень топографо-геодезических материалов и требования, предъявляемые к точности инженерно-геологических работ, к материалам гидрогеологических изысканий и инженерно-геологическому обоснованию проектов;
- ⇒ данные о необходимых строительных материалах и требования, предъявляемые к их качеству;
- ⇒ сроки и порядок представления отчетных материалов по этапам или в целом по объему в зависимости от конкретных задач, стоящих перед проектировщиками.

Инженерно-геологическое заключение

Составление инженерно-геологического заключения является конечной целью производства изысканий для любого вида строительства на стадии рабочего проектирования и обычно направлено на решение вопросов, связанных с выбором инженерно-геологической модели, которая впоследствии преобразуется проектировщиком в расчетную модель основания сооружения или его среды.

Согласно рекомендациям по производству инженерно-геологической разведки инженерно-геологическое заключение состоит из пояснительной записки, графических приложений и таблицы нормативных и расчетных значений показателей свойств грунтов по каждому инженерно-геологическому элементу.

Пояснительная записка состоит из:

- 1) введения, включающего наименование объекта и его местонахождение, вид работ и сроки выполнения, с указанием заказчика данных изысканий и основной состав исполнителей;
- 2) краткого описания природных условий территории с детальным изложением тех инженерно-геологических особенностей, которые будут оказывать существенное влияние на условия строительства сооружений или их эксплуатацию;
- 3) обоснования выделенных инженерно-геологических элементов, являющихся основой для инженерно-геологической оценки грунтовых условий с детальной характеристикой пород данного элемента;
- 4) обобщения показателей состава, состояния и физико-механических свойств грунтов по каждому выделенному инженерно-геологическому элементу; на основе обобщения материалов вычисляют нормативные и расчетные значения показателей свойств грунтов;
- 5) детальной характеристики различных инженерно-геологических процессов, необходимой не только при проектировании противооползневых, противоселевых, противопаводковых и других мероприятий, но и при строительстве в районах, где могут проявляться эти процессы;
- 6) прогноза изменения геологической среды при воздействии на нее различных строительных объектов в период их эксплуатации; даются рекомендации по выработке защитных мероприятий при строительстве и эксплуатации сооружения.

Графические приложения представляют собой инженерно-геологическую модель, состоящую из комплекса карт, инженерно-геологических разрезов и т.д.

Экспертные инженерно-геологические заключения составляются по материалам выполненных работ. Они направлены на выяснение причин, вызвавших деформации сооружений или на рациональное применение тех или иных методов строительства.

Отбор, упаковка, транспортирование и хранение грунтов.

Образцы грунта отбирают ненарушенного (монолит) или нарушенного сложения и природного зернового (гранулометрического) состава. Образцы отбирают из защищенных забоя и стен горных выработок (шурфов, котлованов и т.п.) и буровых скважин.

На монолите должна быть указана ориентация (отмечают верх монолита) так как грунты анизотропны.

Количество образцов и вес или объем каждого образца, отбираемых из однородного по номенклатурному виду и генезису слоя грунта, устанавливается программой работ на производство изысканий. Общий объем образцов должен быть достаточным для проведения необходимого комплекса исследований и контрольных определений.

Отбор монолитов из горных выработок.

Монолит у которого сохраняется форма без жесткой тары, необходимо отбирать в виде куска грунта, из которого затем следует вырезать образцы необходимого размера. При отборе монолита не допускается нарушение сложения грунта.

Монолит, у которого не сохраняется форма без жесткой тары, следует отбирать методом режущего кольца. Внутренний диаметр режущего кольца при отборе монолитов крупнообломочного грунта должен быть не менее 200 мм, монолитов остальных видов грунтов – не менее 90 мм. Высота кольца должна быть не менее одного и не более двух диаметров.

Упаковка образцов

Образцы грунта нарушенного сложения, для которых не требуется сохранение природной влажности, следует укладывать в тару, обеспечивающую сохранение мелких частиц грунта. Образцы грунта нарушенного сложения, для которых требуется сохранение природной влажности, необходимо укладывать в металлические коррозионные или пластмассовые банки с герметически закрывающимися крышками.

Вместе с образцом внутрь тары укладывают этикетку, завернутую в кальку, покрытую слоем парафина – другую необходимо наклеивать на тару.

Монолиты, отобранные из горных выработок и буровых скважин, необходимо немедленно изолировать от наружного воздуха:

- 1) монолиты, следует запарафинировать, туго обматывая слоем марли, предварительно пропитанной расплавленным парафином, смешанным с грунтом. Затем весь монолит в марле надлежит покрыть слоем парафина, обмотать вторым слоем марли и еще раз покрыть слоем парафина толщиной не менее 1 мм. Второй экземпляр этикетки, смоченный расплавленным парафином, необходимо прикрепить сверху запарафинированного монолита и также покрыть тонким слоем парафина.
- 2) Монолиты отобранные в жесткую тару необходимо упаковать в этой же таре. Места соединения крышки с тарой надлежит покрыть двойным слоем изоляционной ленты или залить расплавленным парафином. На

верхнюю грань монолита между слоями парафина надо положить этикетку. Вторую этикетку прикрепляют на боковой поверхности жесткой тары.

На этикетке должны быть указаны:

- наименование организации, производящей изыскания,
- наименование объекта (участка),
- номер образца,
- наименование грунта по визуальному определению,
- название выработки и ее номер
- глубина отбора образца
- должность, ф.и.о. лица, производящего отбор образца и его подпись
- дата отбора образца.

Образцы грунта, предназначенные для транспортирования в лаборатории на значительном расстоянии от места отбора, необходимо упаковать в ящики. Укладка монолитов грунта в ящик должна быть плотной, с заполнением свободного пространства между ними влажными древесными опилками, стружкой и т.п.

Транспортировка и хранение образцов

Монолиты грунта при транспортировании не должны подвергаться резким динамическим и температурным воздействиям.

Монолиты, упакованные в ящики, необходимо транспортировать при положительной температуре окружающего воздуха.

Срок хранения упакованных образцов грунта нарушенного сложения, для которых требуется сохранение природной влажности, не должен превышать двух суток, считая с момента отбора образцов до их лабораторных исследований. Сроки хранения упаковок монолитов в помещениях при

относительной влажности 50 – 60 % при температуре не ниже +2 и не выше +20 °С не должны превышать: немерзлых скальных, маловлажных песчаных, а также глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенции – 3 месяца, других видов немерзлых грунтов – 1,5 месяца.

Срок хранения упакованных монолитов при отсутствии помещений или камер с определенным температурно-влажностным режимом не должны превышать 15 суток.

1.3.1. Определение физико-механических свойств грунтов в лаборатории «Механика грунтов».

Основная задача механики грунтов - это оценка состояния в настоящий момент и прогноз дальнейшего поведения грунтов и массивов из них, прогноз происходящих в них процессов.

Значение предмета. Роль механики грунтов как инженерной науки огромна. Без знания основ механики грунтов не представляется возможным правильно запроектировать жилые здания, мелиоративные и дорожные, земляные и гидротехнические сооружения.

Механика грунтов является научно-теоретической базой инженерной дисциплины «Основания и фундаменты» и входит в цикл дисциплин для строительных специальностей, включающий курсы «Инженерная геология», «Механика грунтов», «Основания и фундаменты».

Цикл учебных дисциплин «Инженерная геология», «Механика грунтов», «Основания и фундаменты» на кафедре САПР ОСФ сформированы и поставлены доктором техн. наук, проф. Ю.Н. Мурзенко. Эти циклы в подготовке инженеров-строителей описаны в монографии .

Целью лабораторных работ по механике грунтов является изучение основных механических характеристик грунтов (сжимаемости, прочности).

Механические свойства грунтов

Свойства, проявляющиеся в грунтах под влиянием приложения к ним внешних усилий и приводящие либо к изменению объема грунта, либо к нарушению его прочности и целостности в массиве, носят название *механические свойства грунта*. В соответствии с этим механические свойства подразделяются на деформативные, прочностные и реологические.

Прочностные свойства грунтов

воздействию возрастающей нагрузки (рис. 1. 12) на грунт вначале (от 0 до P_1) происходит уплотнение грунта, в результате которого деформация носит линейный характер и осадка S_1 со временем затухает

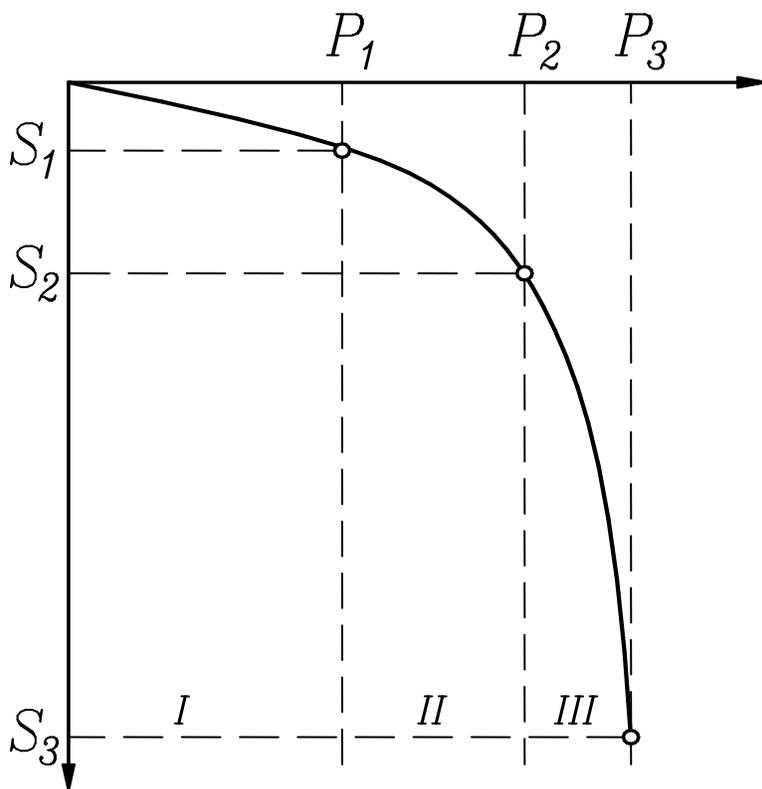


Рис. 1.12 График деформации

затем при увеличении нагрузки от P_1 до P_2 в грунте, помимо деформаций уплотнения, начинаются деформации локальных сдвигов S_2 , что приводит к нарушению линейного характера деформации – она продолжает равномерно нарастать – S_3 . Таким образом, в начале II стадии возникают предпосылки нарушения прочности грунта. При дальнейшем возрастании нагрузки до P_3 локальные сдвиги получают развитие во всей толще грунта основания, деформация нарастает без увеличения нагрузки и в конце этой фазы происходит выпор грунта из-под сооружения под действием сдвигающих сил и его разрушение.

Это явление характеризует прочностные свойства дисперсных грунтов, обусловлено сопротивлением грунтов сдвигу и выражается либо в потере прочности основания, либо в нарушении устойчивости откосов земляных сооружений.

Такое разделение деформаций достаточно условно, так как в любом массиве грунта под действием внешних сил возникают как сближение частиц, так и элементарные сдвиги. Однако при преобладании процесса уплотнения происходит деформация сжатия (осадка), а при повсеместном развитии сдвигов – потеря прочности и разрушение грунта.

Деформативные свойства грунтов

Деформативные свойства грунтов проявляются в изменении формы и объема при воздействии на грунт внешних усилий, не приводящих к разрушению.

Как рыхлые, так и связные, глинистые грунты при приложении нагрузок уплотняются, т.е. уменьшают свою пористость, что приводит к изменению их формы: уменьшению мощности слоя, понижению отметок

поверхности нагружаемой площадки, уменьшению высоты сжимаемого образца в лабораторном приборе. Такое изменение называется *деформацией*.

Описываемые деформации происходят под действием напряжений, возникающих в грунте после приложения внешней нагрузки. Они тем значительнее, чем больше величина прилагаемой нагрузки и зависят от первоначального состояния грунта: его вида, структуры, пористости, состава, влажности.

В дисперсном грунте эти деформации имеют объемный характер, так как в первую очередь связаны с уменьшением объема грунта, находящегося в напряженном пространстве.

Деформации возникают, как правило, в результате воздействия на скелет *нормальной* составляющей нагрузки и характеризуют способность грунта к уплотнению, которая внешне выражается *осадкой* его под сооружением.

К деформативным характеристикам грунтов относят модуль деформации, коэффициент Пуассона и относительную просадочность физико-механические свойства грунтов определяется Компрессионными испытаниями .

Цель работы: определение сжимаемости грунтов при действии равномерно распределенной нагрузки без возможности бокового расширения (одноосное сжатие) при естественной влажности грунта.

Оборудование и материалы: компрессионный прибор (одомер) КПр-1, прибор нагружения, набор гирь, индикаторы часового типа (мессуры), нож, бумажные фильтры, монолит грунта.

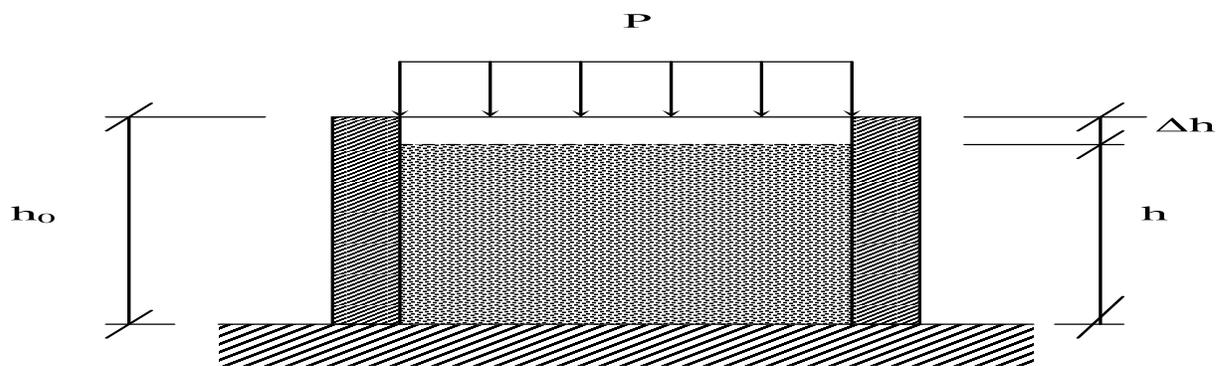


Рис. 1.13. Схема одометра



Рис. 1.14 Компрессионный прибор

Функциональные испытания:

Работа выполнена при естественной влажности и при замачивании грунта.



Рис. 1.15

Проведение лабораторных испытаний



Результаты компрессионных испытаний (Таблица 1.2)

Давление (p) , МПа	При естественной влажности (e)	При замачивании(e)
0	0.85	0.85
0.05	0.71	0.67
0.1	0.626	0.534
0.2	0.525	0.46
0.3	0.467	0.42
0.4	0.44	0.394
0.5	0.416	0.376
0.4	0.416	0.377
0.3	0.417	0.4
0.2	0.42	0.4
0.1	0.423	0.4
0	0.438	0.4

Определение относительной просадочности

Цель работы: определение расчетных деформативных характеристик грунта и его классификация по типу просадочности.

Пояснения к работе

Под *просадочностью* понимают дополнительную осадку грунта, возникающую в результате его замачивания в природно-напряженном состоянии под действием собственного веса или совместного давления от собственного веса и внешней нагрузки. Просадочность сопровождается коренным изменением структуры грунта.

Просадочность — явление неблагоприятное, так как в результате просадок происходит опускание поверхности земли на величину до нескольких десятков сантиметров. Это, в свою очередь, приводит к неравномерным деформациям сооружений, для которых просадочный грунт служит основанием.

Относительной просадочностью $\delta_{пр}$ называют отношение дополнительной осадки (просадки) образца или слоя грунта после замачивания к первоначальной высоте образца или мощности слоя того же

$$\delta_{пр} = \frac{h' - h_{пр}}{h_0},$$

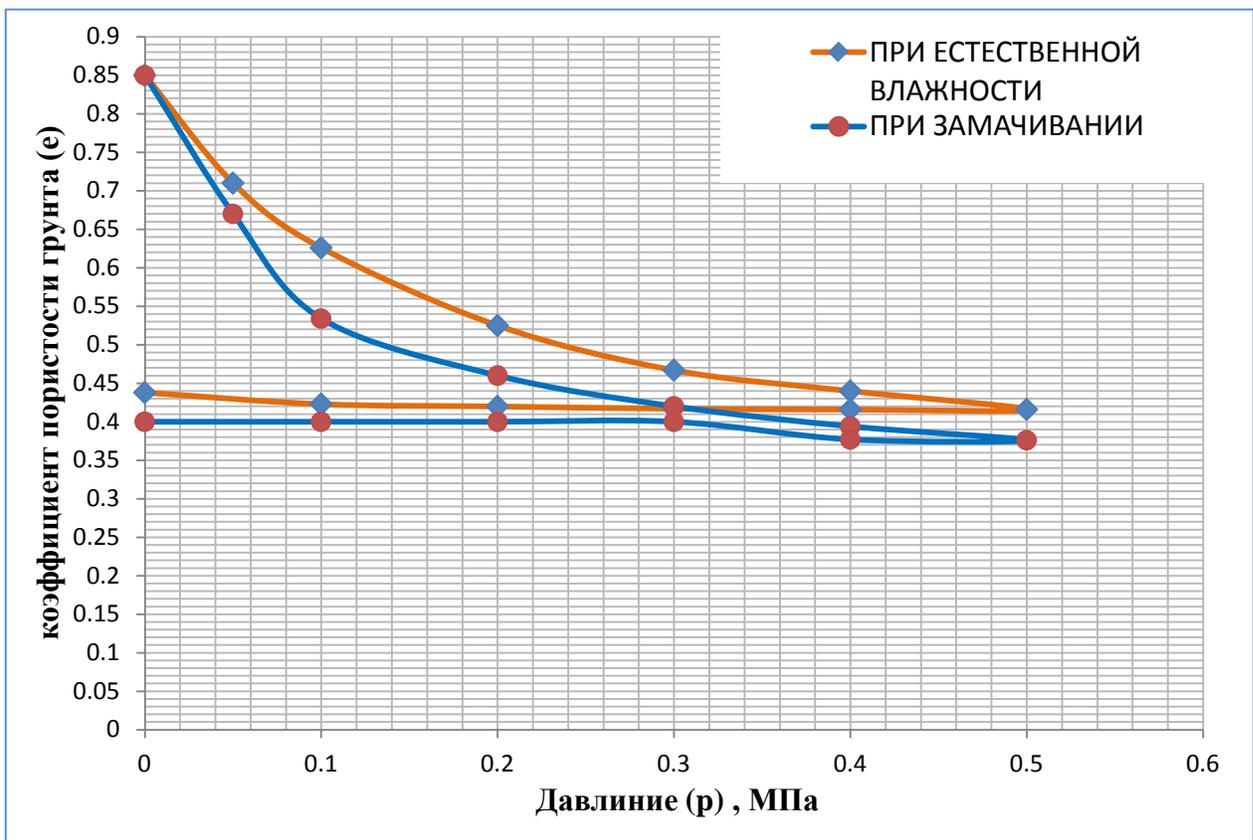
где h' – высота образца природной влажности при заданном давлении;

$h_{пр}$ – высота образца после просадки в результате замачивания;

h_0 – высота образца грунта с природной влажностью при природном давлении на глубине отбора образца.

Относительная просадочность определяется в долях единицы.

Таким образом, к просадочным грунтам относятся грунты, у которых величина относительной просадочности $\delta_{пр} \geq 0,01$ по СНиП [6].



(Рис. 1.16) Компрессионные кривые просадочного сухого (1) и замоченного (2) грунта, испытанного по методу 2 кривых

1.3.2. Обработка полученных результатов.

Одним из применений ЭВМ (Электронная вычислительная машина) непосредственно в лабораторных испытаниях. В частности механических свойств грунтов при компрессионных испытаниях

обработка включает в себе результаты расчета механических свойств грунта с помощью программного пакета, а также построены графики зависимости коэффициента пористости от давления. Данный программный пакет ускорит расчет основных механических характеристик грунтов.

Results Of Compression Test by natural moisture							Results Of Compression Test by soaking						
P, MP	1st	2nd	Delta	e	a	E	1st	2nd	Delta	e	a	E	Segma
0,0	0	0	0	0.85			0	0	0	0.85			0
					2.74	0.54014					2.82	0.52482	
0,05	1.69	2.01	1.85	0.713			1.91	1.90	1.905	0.709			0.0022
					1.74	0.85057					3.48	0.42528	
0,1	2.8	3.24	3.02	0.626			4.59	3.92	4.255	0.535			0.0494
					1	1.48					0.72	2.05555	
0,2	3.94	4.81	4.375	0.526			4.9	5.55	5.225	0.463			0.034
					0.59	2.50847					0.43	3.44186	
0,3	4.67	5.67	5.17	0.467			5.4	6.22	5.81	0.420			0.0256
					0.26	5.69230					0.25	5.92	
0,4	5.04	6	5.52	0.441			5.7	6.59	6.145	0.395			0.025
					0.25	5.92					0.19	7.78947	
0,5	5.35	6.37	5.86	0.416			5.95	6.85	6.4	0.376			0.0216

(Рис. 1.17) Интерфейс программы с результатами

Преимущество представляет собой программный пакет, позволяющий решать задачи расчета механических свойств грунтов в компрессионных испытаниях при естественной влажности и замачивании. Этот подход обеспечивает значительное упрощение работы и увеличение скорости тестирования и проектирования .

2. Строительные правила расчета осадок фундаментов

2.1. Развитие метода послойного суммирования.

2.1.1 Расчет осадок грунтового основания в СНиП II-Б .1-62

Согласно СНиП II-Б .1-62 (Союзные Нормы и Правила СССР) расчет осадок рекомендуется производить по двум основным способам: 1-учет только осевых сжимающих напряжений; 2- учет всех нормальных напряжений.

По СНиП II-Б. 1-62 наиболее предпочтителен первый способ- учет только осевых сжимающих напряжений. Основными предпосылками для него являются определение осадок грунта по условию невозможности бокового расширения грунта и учет при расчете осадок только осевых максимальных сжимающих напряжений σ_z .

Учет максимальных сжимающих напряжений несколько компенсирует неучет бокового расширения (боковых деформаций грунта, которые обычно составляют значительную часть от общей осадки), и в общем расчетная осадка оказывается (для грунтов средней плотности и плотных) не очень отличающейся от наблюдаемой, хотя, как правило, она почти всегда (за исключением тугопластичных и твердых глин) меньше наблюдаемой.

При определении осадок по условию невозможности бокового расширения грунта мысленно выделяют в грунте под центром подошвы фундамента вертикальную призму, сечением единица и высотой от уровня подошвы до глубины активной зоны сжатия или до коренной скальной породы. Для различных сечений выделенной призмы (горизонтальных площадок) определяют по теории линейно деформируемых тел величину максимально сжимающих напряжений σ_z .

Далее считают, что каждый элемент грунта будет испытывать только вертикальное сжатие под действием среднего давления максимально сжимающего напряжения σ^* без возможности бокового расширения.

Тогда для осадки толщи грунта будет справедлива формула:

$$S = \beta \sum_{i=0}^{i=h_a} h_i a_{oi} \sigma_{zi}$$

где

β - коэффициент, зависящий от бокового расширения грунта, различный для разных грунтов, по СНиП II-Б. 1- 62 принимаемый равным 0,8 для всех грунтов(как «безразмерный коэффициент, характеризующий упрощенную схему расчета»);

a_{oi} - коэффициент относительной сжимаемости отдельного слоя грунта.

Глубина активной зоны сжатия h_a соответствует такой глубине, ниже которой деформациями грунтовой толщи (при расчете осадок фундаментов заданных размеров) можно пренебречь.

По СНиП II-Б. 1-62, эта глубина должна удовлетворять условию: $\sigma \leq 0,2 \gamma H$

т.е. максимальное давление от внешней нагрузки должно быть меньше 20% давления от собственного веса слоя грунта высотой H от природного рельефа до активной глубины сжатия.

2.1.2 Расчет осадок грунтового основания в СНиП 11-15-74

Осадка основания фундамента с использованием расчетной схемы основания в виде упругого линейно- деформируемого полупространства (подпункт «а» п. 3.49 настоящей главы) определяется методом послойного суммирования осадок отдельных слоев в пределах сжимаемой толщи основания.

Принимается, что для фундаментов шириной или диаметром менее 10 м осадка вызывается дополнительным давлением, равным разности среднего давления, передаваемого фундаментом, и природного давления (от веса грунта до выемки котлована), а величина сжимаемой толщи основания может устанавливаться по указаниям п. 6.

Метод послойного суммирования позволяет определять осадку как отдельно стоящего фундамента, так и фундамента, на осадку которого влияют нагрузки, передаваемые соседними фундаментами.

В обоих случаях при расчете осадок для ряда горизонтальных сечений сжимаемой толщи основания определяются дополнительные давления по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента.

Для учета влияния соседних фундаментов помимо этих давлений должны также определяться давления по вертикалям, проходящим по углам «фиктивных фундаментов», согласно указаниям п. 4.

2. При расчете осадок отдельно стоящих фундаментов методом послойного суммирования следует учитывать схему распределения вертикальных давлений i_s толще основания, приведенную на рис. 1, где приняты следующие обозначения:

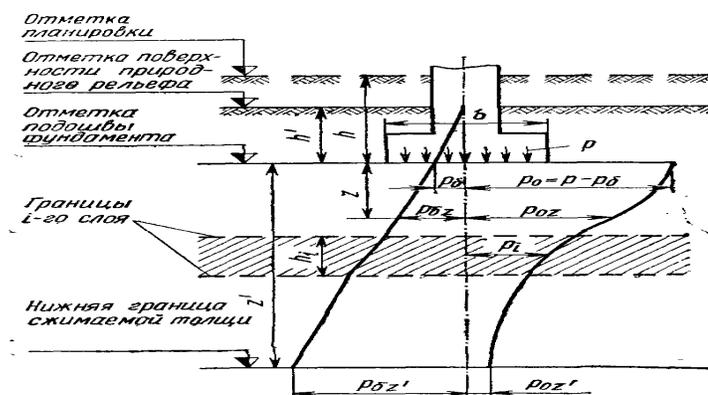


Рис. 1. Схема для расчета осадок методом послойного суммирования

Осадка основания фундамента по методу послойного суммирования определяется (с учетом и без учета влияния соседних фундаментов) по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{P_i h_i}{E_i}$$

где :

S —конечная (стабилизированная)' осадка фундамента;

n —число слоев, на которое разделена по глубине сжимаемая толща основания;

h_i — толщина i -го слоя грунта;

E_i — модуль деформации i -го слоя грунта;

P_i — среднее дополнительное (к природному) давлению в i -ом слое грунта, равное полусумме дополнительных давлений $P_{ог}$ на верхней и нижней границах этого слоя,

β — безразмерный коэффициент, равный 0,8.

2.1.3. Расчет осадок грунтового основания в СНиП 2.02.01-83*

Осадка основания s с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства (п.2.40) определяется методом послойного суммирования по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (1)$$

где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ - среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -м слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента (см. пп. 2-4);

h_i и E_i - соответственно толщина и модуль деформации i -го слоя грунта;

n - число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

При этом распределение вертикальных нормальных² напряжений по глубине основания принимается в соответствии со схемой, приведенной на рис. 1.

В настоящем приложении, кроме специально оговоренных случаев, приняты следующие единицы:

для линейных величин – м (см), для сил – кН (кгс); для напряжений, давлений и модулей деформации – кПа (кгс/см²); для удельного веса – кН/м³ (кгс/см³).

Далее для краткости слово «нормальное» опускается.

Примечание. При значительной глубине заложения фундаментов расчет осадки рекомендуется производить с использованием расчетных схем, учитывающих разуплотнение грунта вследствие разработки котлована.

2. Дополнительные вертикальные напряжения на глубине z от подошвы фундамента: σ_{zp} – по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, и $\sigma_{zp,c}$ – по вертикали, проходящей через угловую точку прямоугольного фундамента, определяются по формулам:

$$\sigma_{zp} = \alpha p_0; \quad (2)$$

$$\sigma_{zp,c} = \alpha p_0 / 4, \quad (3)$$

где α – коэффициент, принимаемый по табл.1 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, равной: $\xi = 2z/b$ при определении σ_{zp} и $\xi = z/b$ при определении $\sigma_{zp,c}$;

$p_0 = p$ – дополнительное вертикальное давление на основание $\sigma_{zg,0}$ (для фундамента шириной $b \geq 10$ м принимается $p_0 = p$);

p – среднее давление под подошвой фундамента;

$\sigma_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента (при планировке срезкой принимается $\sigma_{zg,0} = \gamma d$, при отсутствии планировки и планировке подсыпкой $\sigma_{zg,0} = \gamma d_n$, где γ – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы, d и d_n – обозначены на рис.1)

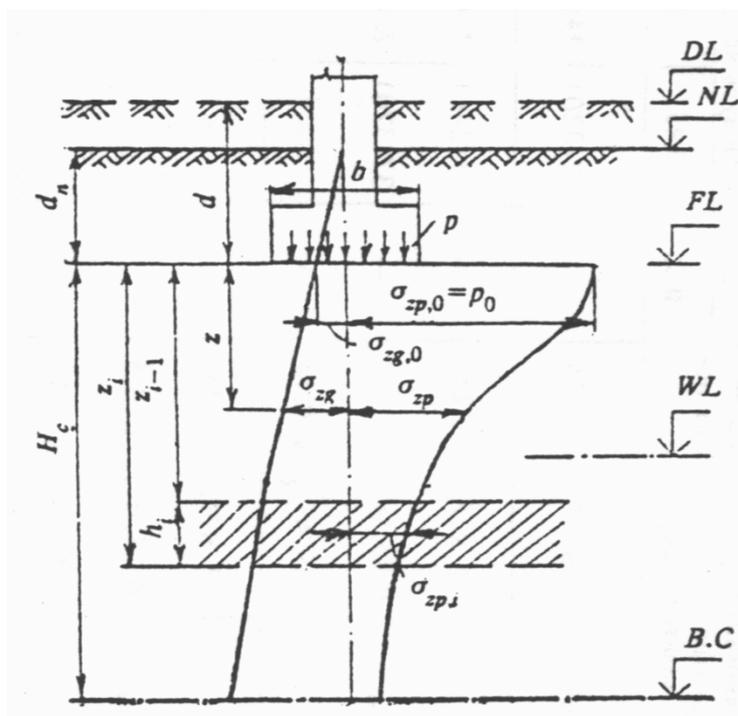


Рис.1. Схема распределения вертикальных напряжений в линейно-деформируемом полупространстве

DL – отметка планировки; NL - отметка поверхности природного рельефа; FL - отметка подошвы фундамента; WL - уровень подземных вод; $B.C$ - нижняя граница сжимаемой толщи; d и d_n глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа; b - ширина фундамента; p - среднее давление под подошвой фундамента; p_0 - дополнительное давление на основание; σ_{zg} и $\sigma_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; σ_{zp} и $\sigma_{zp,0}$ – дополнительное вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; H_c – глубина сжимаемой толщи.

2.1.4 Расчет осадок грунтового основания в СП 22.13330.2011

Осадку основания фундамента s , см, с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства определяют методом послойного суммирования по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} h_i}{E_{e,i}}$$

Где:

β — безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ — среднее значение вертикального нормального напряжения (далее вертикальное напряжение) от внешней нагрузки в i -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента (кПа);

h_i — толщина i -го слоя грунта, см, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента;

E_i — модуль деформации i -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;

$\sigma_{zy,i}$ — среднее значение вертикального напряжения в i -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта, кПа;

$E_{e,i}$ — модуль деформации i -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения, кПа;

n — число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания, При этом распределение вертикальных напряжений по глубине основания принимают в соответствии со схемой, приведенной на рисунке 5.2.

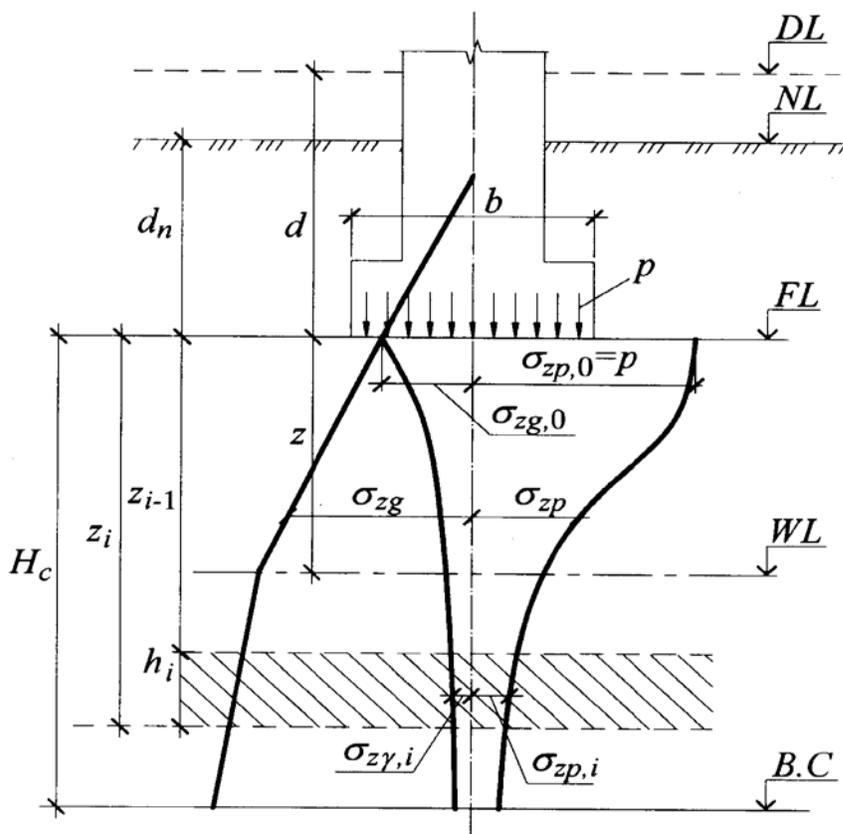


Рисунок 5.2 – Схема распределения вертикальных напряжений в линейно-деформируемом полупространстве

DL — отметка планировки; NL — отметка поверхности природного рельефа; FL — отметка подошвы фундамента; WL — уровень подземных вод; $B.C$ — нижняя граница сжимаемой толщи; d и dn — глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа; b — ширина фундамента; p — среднее давление под подошвой фундамента; σ_{zg} и $\sigma_{zg,0}$ — вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; σ_{zp} и $\sigma_{zp,0}$ — вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; $\sigma_{z,i}$ — вертикальное напряжение от собственного веса

вынутаго в котловане грунта в середине i -го слоя на глубине z от подошвы фундамента; H_c — глубина сжимаемой толщи

2.2 . Предельные состояния оснований сооружений.

Основания рассчитываются по двум группам предельных состояний: первая — по несущей способности, вторая — по формациям

К первой группе предельных состояний оснований относятся деформации неустановившейся ползучести, чрезмерные пластические деформации, резонансные колебания, потеря устойчивости формы и положения, вязкое или хрупкое разрушение

Ко второй группе предельных состояний относятся : состояния оснований, при которых затрудняется норма, эксплуатация здания или сооружения или снижается его долговечность в результате недопустимых осадок, прогибов углов ворота, а также колебаний, трещин и т. д.

2.3. Краткий обзор существующих методов расчета оснований фундаментов.

1. Определение осадки методом суммирования

Рассматриваемый метод расчета основан на следующих допущениях:

- 1) грунт под фундаментом не имеет бокового расширения;
- 2) вертикальные деформации слоев грунта прямо пропорциональны напряжениям P_z , убывающим с глубиной;
- 3) на глубинах, где дополнительное напряжение P_z составляет менее 20% от веса вышележащих слоев грунта (природное давление), считается, что грунт не испытывает деформаций;

- 4) напряжения P_z определяются под центром загрузки методами теории упругости без учета изменения деформативных характеристик грунта по глубине;
- 5) безразмерный коэффициент (β , зависящий от коэффициента бокового расширения грунта, принимается равным 0,8 для всех видов грунтов и рассматривается как коэффициент, корректирующий упрощенную расчетную схему;
- 6) жесткость фундаментов и надфундаментных конструкций не учитывается.

На основе перечисленных допущений расчет осадки фундамента производится по формуле

$$S = \sum_{i=1}^n h_i \frac{\beta}{E_i} P_{zi}$$

Где

n — число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания;

h_i — толщина i -го слоя грунтов в см;

E_i — модуль общей деформации i -го слоя в кГ/см²;

β — безразмерный коэффициент, равный 0,8;

P_{zi} — полусумма вертикальных нормальных напряжений в кГ/см² возникающих на верхней и нижней границах i -го слоя грунта от давления, передаваемого фундаментом.

Метод суммирования, как показывают приведенные ниже примеры, громоздок. Кроме того, он не является точным, так как основан на ряде ранее отмеченных допущений.

2. Расчет осадки фундамента методом Эквивалентного слоя при однородном грунте в основании

Во многих случаях расчет осадки фундаментов может быть произведен по более простому методу эквивалентного слоя, предложенному и детально разработанному проф. Н. А. Цытовичем

Основные допущения рассматриваемого метода при мощном слое однородного грунта:

- 1) однородный грунт имеет бесконечное распространение в пределах полупространства;
- 2) деформации в пределах полупространства пропорциональны напряжениям, т. е. полупространства линейно деформируемо;
- 3) деформации полупространства устанавливаются методами теории упругости.

Из теории упругости известно, что осадка поверхности линейно деформируемого полупространства может быть найдена по формуле

$$S = \frac{\omega b(1 - \mu^2)p_d}{E}$$

Где

ω — коэффициент осадки, зависящий от формы площади загрузки, жесткости фундамента и места расположения точки, в которой определяется осадка;

p_d — интенсивность приложенного давления, деформирующего рассматриваемое полупространство (грунты основания), в кГ/см^2

b — ширина площади загрузки в см;

E — модуль общей деформации грунта в кГ/см²;

μ — коэффициент бокового расширения грунта основания.

Эта формула учитывает ограниченное боковое расширение грунтов основания и деформации их под действием всех компонентов напряжений.

Н. А. Цытович формулу (51) приводит к виду:

$$S = A\omega a_0 p_d$$

Где:

$$A = \frac{(1-\mu)^2}{1-\mu^2}$$

a_0 — коэффициент относительной сжимаемости грунта в см²/кГ, связанный с модулем общей деформации выражением

$$a_0 = \frac{\beta_0}{E}$$

β_0 — коэффициент, зависящий от бокового расширения грунта,

$$\beta_0 = 1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}$$

Подставив значения A , a_0 и β_0 из приведенных выражений в (52), легко доказать, что оно тождественно выражению (51). В то же время выражение (52) для осадки слоя грунта при сплошной нагрузке можно представить виде

$$S = h_s a_0 p_d$$

3. Расчет осадок фундамента методом эквивалентного слоя при слоистом напластовании грунтов

Для определения осадки фундамента при слоистом залегании различных грунтов Н.А.Цытович предложил приближенное решение. Он рекомендовал эпюры напряжений сложных очертаний заменить на суммарную эквивалентную треугольную эпюру уплотняющих давлений (рис. 16), под действием которой разовьется осадка, равная осадке, определяемой по формуле (56). Из этого положения находят высоту треугольной эпюры уплотняющих давлений:

$$H=2h_s,$$

Величина H рассматривается как мощность активной зоны, в пределах которой практически деформируется грунт под действием уплотняющих давлений, распределенных по треугольной эпюре. В таком случае при наличии нескольких слоев грунта в пределах мощности активной зоны H . А. Цытович рекомендует определять среднее значение коэффициента относительной сжимаемости a_{om} по формуле :

$$a_{om} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i a_{oi} z_i}{2h_s^2}$$

Где:

h_i — толщина i -го слоя грунта в пределах активной зоны, равной $2h_s$ в см;

a_{oi} — коэффициент относительной сжимаемости i -го слоя грунта в см²/кГ ;

z_i — расстояние от точки, соответствующей глубине $2h_s$, до середины i -го слоя в см;

h_s — мощность эквивалентного слоя в см;

n — число слоев в активной зоне.

изменении приведенного коэффициента сжимаемости грунта по глубине отдельного слоя. В этом случае слой надо разбить на части, в пределах которых можно принять значение коэффициента относительной сжимаемости постоянным. Зная средний коэффициент относительной сжимаемости слоистой толщии грунтов, легко определить осадку фундамента по уже известной формуле:

$$S = h_s a_{om} p_d$$

методом эквивалентного слоя учитываются деформации бесконечного полупространства.

4. Расчет осадки фундамента по методу К. Е. Егорова

При расчете осадки фундамента по методу проф. К. Е. Егорова исходят из следующих допущений:

- 1) деформирующаяся толща грунтов ограничена по мощности;
- 2) деформации в пределах каждого слоя пропорциональны напряжениям, т. е. грунт каждого слоя является линейно деформируемым;
- 3) деформации отдельных слоев устанавливаются с учетом всех составляющих напряжений;
- 4) осадка фундамента равна средней величине осадки поверхности грунта под действием равномерно распределенной нагрузки;

- 5) жесткость фундамента не учитывается;
- 6) распределение напряжений в слое грунта принимается в соответствии с задачей однородного полупространства, а жесткость подстилающего слоя учитывается поправочным коэффициентом M .

В соответствии с принятыми допущениями К.Е. Егоровым выведена формула для конечной осадки:

$$S = \left[b p_d \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i} \right] M$$

Где:

b — ширина фундамента;

p_d — среднее давление, под действием которого уплотняется грунт основания;

E_i — модуль деформации i -го слоя грунта;

K_i — коэффициент, зависящий от формы подошвы и отношения;

M — коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений при наличии жесткого подстилающего слоя

3. Метод послойного суммирования для расчета осадок фундаментов.

В практике строительства в зависимости от свойств оснований и конструкций фундаментов существует много методов определения осадки фундаментов. Рассматриваемый метод расчёта осадки методом послойного суммирования рекомендуется в СНиП (в строительных нормах и правилах), поэтому ему внимание и рассмотрим его подробно в деталях. Применение метода послойного суммирования наиболее эффективно при больших размерах подошвы фундамента и при слоистых основаниях с резко изменяющейся сжимаемостью отдельных слоев. Послойное суммирование

осадок может быть выполнено и с учетом всех трех компонентов напряжений, действующих в основании. Для расчета конечных (стабилизированных) осадок фундаментов мелкого заложения наибольшее распространение получил метод послойного суммирования. При расчете осадки фундамента методом послойного суммирования сначала находят дополнительное среднее давление P_0 , распределенное по подошве фундамента:

$$P_0 = P_{II} - \sigma_{zg,0} = P_{II} - \gamma d_n \quad (3.1)$$

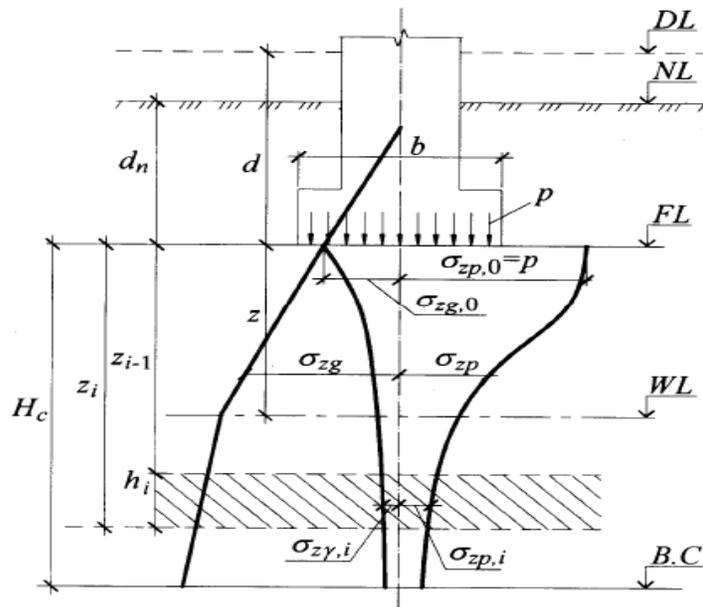


рис 3.1. схема к расчету осадки фундамента методом послойного суммирования

DL – отметка планировки; NL – отметка поверхности природного рельефа; FL – отметка подошвы фундамента; WL – уровень подземных вод; BC – нижняя граница сжимаемой толщи.

где P_{II} - среднее давление по подошве фундамента от нагрузок, учитываемых при расчете по деформациям; $\sigma_{zg,0}$ - природное напряжение а уровне одошвы

фундамента; γ - удельный вес грунта в пределах глубин заложения фундамента от природного рельефа d_n .

$$\sigma_z = \alpha p \quad (3.2)$$

где α — коэффициент, принимаемый по табл(3.1); p - равномерно распределенное давление.

При определении напряжения σ_z на глубине z под центром площади загрузки значение α принимают в зависимости от величин $\eta = l/b$ и $\xi = 2z/b$ (где l — длинная сторона прямоугольной площади загрузки; b — ее ширина).

табл(3.1) Значения коэффициента α

$\xi = 2z/b$	α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$						ленточных ($\eta > 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,755	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,386	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477

2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,04	0,051	0,07	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,04	0,055	0,069	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,08	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,04	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,06	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,04	0,052	0,074	0,122

10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,01	0,013	0,018	0,023	0,031	0,04	0,058	0,106

Зная, P_0 по формуле (3.2) определяют напряжения σ_{zp} на разных глубинах под центром площади загрузки и строят эпюру σ_{zp} (рис 3.1). Величина σ_{zp} с глубиной убывает, поэтому при расчете целесообразно ограничиваться толщей, ниже которой деформации грунтов пренебрежительно малы. Нормы рекомендуют для обычных грунтов принимать сжимаемую толщу H_c до глубины, на которой напряжение σ_{zp} не превышает 20% природного напряжения, т. е.

$$\sigma_{zp} \leq 0.2 \sigma_{zg} \quad (3.3)$$

где σ_{zg} — природное вертикальное напряжение на глубине H_c .

При залегании сильносжимаемых грунтов с модулем деформации $E_0 \leq 5$ МПа ниже глубины, соответствующей условию (3.3), деформации учитывают до

$$\sigma_{zp} \leq 0.1 \sigma_{zg} \quad (3.4)$$

С целью проверки выполнения условия (3.3) или условия (3.4) строят эпюру σ_{zg} в том же масштабе.

Найдя значения σ_{zg} в пределах сжимаемой толщи, последнюю разбивают на слои применительно к напластованию грунтов. При большой толщине отдельных пластов их делят на слои толщиной hi не более $0,4b$ (где b —

ширина подошвы фундамента). Зная среднее давление $\sigma_{zp,i}$ в каждом слое сжимаемой толщи, находят осадки фундамента s в виде суммы осадок по верхностей отдельных слоев:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n h_i m_{\nu i} \sigma_{zp,i} \quad (3.5)$$

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{e,i}} \quad (3.6)$$

где β — коэффициент, зависящий от коэффициента бокового расширения грунта ν ; $E_{e,i}$ — модуль деформации грунта i -го слоя.

Вследствие сложности зависимости ν от напряженного состояния и характера грунта нормы рекомендуют принимать $\beta = 0,8$ для всех грунтов. Так как величина ν , от которой зависит β , является функцией многих факторов, для определения осадки целесообразно использовать выражение (3.5), если сжимаемость грунта определяется по компрессионным кривым, и формулу (3.6), когда дано значение модуля деформации, деформируемого полупространства определяют методом послойного суммирования по формуле(3.7)

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (3.7)$$

Достоинством метода послойного суммирования является его универсальность и ясность оценки работы грунта основания. Однако при использовании этого метода следует помнить о допущениях, принятых при его построении.

3.1. Основные допущения метода послойного суммирования.

Практика инженерно-геологических изысканий, проектирования и строительства сооружений выработала достаточно универсальный инженерный метод послойного суммирования для определения осадок. Этот метод по существу и определяет линейно-деформируемую модель грунтового основания, которая применяется широко. Видно, как развивается метод послойного суммирования, как впитывает в себя достижения современного строительства. В СП 50-101-2004 описан метод послойного суммирования, существенно отличающийся от этого метода, представленного в нормативных документах СНиП II-15-74 и СНиП 2.02.01-83*.

В инженерной практике осадки сооружения определяются двумя основными методами. Согласно методу одноосных деформаций, деформируемый массив грунта ограничивается сверху подошвой фундамента, снизу - горизонтальным сечением, а осадка определяется в предположении невозможности или ограничения бокового расширения грунта.

Метод трехосных деформаций для линейно деформируемого полупространства исходит из того, что каждая компонента нормальных напряжений вызывает соответствующую деформацию, т.е. осадки определяются с учетом боковых смещений грунта.

Каждым из этих методов определяются остаточные, стабилизировавшиеся после окончания консолидации осадки. Оба метода обычно предполагают использование способа послойного суммирования деформаций: осадка фундамента равна сумме осадок отдельных слоев в пределах деформируемого массива грунта; осадка отдельных слоев грунта определяется при допущении, что напряжения в них равномерно распределены и имеют максимальное

значение под центром фундамента (осевые напряжения); осадка отдельных слоев вычисляется по данным компрессионных испытаний грунтов в предположении невозможности бокового расширения грунта либо с использованием модулей деформаций, учитывающих боковые деформации грунта.

Определение осадки фундамента с использованием в расчетах схемы линейно-деформируемого полупространства исходит из решения задачи о распределении вертикальных сжимающих напряжений ниже подошвы фундамента. Предполагается, что ниже подошвы фундамента расчетное напряжение в грунте в любом горизонтальном сечении постоянно и численно равно максимальному его значению под центром загруженной площади, а деформации грунта вызываются только вертикальными сжимающими напряжениями.

В расчете осадки методом послойного суммирования заложены основные допущения:

1. Осадка происходит только при давлениях, превышающих природное давление на отметке заложения подошвы фундамента.

2. Связь между дополнительным давлением и относительной деформацией линейная и может быть описана зависимостью закона Гука.

3. Напряжения в грунтовом массиве распределяются в соответствии с решениями теории упругости для однородного изотропного полупространства.

4. Рассчитывается эпюра давлений σ_z , по глубине только по оси симметрии нагрузки ($x = 0$), и эти напряжения считаются одинаковыми вдоль горизонтальной оси x . Таким образом, имеет место некоторое завышение

напряжений, действующих вдоль оси x , против средних значений в пределах ширины подошвы фундамента.

5. Считается, что грунт не претерпевает бокового расширения и сжимается только в вертикальном направлении.

6. значение коэффициента β принимается равным 0,8 независимо от характера грунта.

Автор диссертации считает, что в методе послойного суммирования есть ряд упрощений, которые увеличивают расчетную осадку:

1. Не учтена структурная прочность грунтов.
2. Вертикальные деформации зависят только от вертикальных напряжений, и не зависят от других компонент тензора напряжений.
3. Рассчитывается эпюра давлений σ_z по глубине только по оси симметрии нагрузки ($x=0$), и эти напряжения считаются одинаковыми вдоль оси x . Таким образом, имеет место некоторое завышение напряжений, действующих вдоль оси x , против средних значений в пределах ширины подошвы фундамента.
4. Достаточно условно выбирается глубина сжимаемой толщи.

В методе послойного суммирования осадки суммируются до той отметки, когда осевые дополнительные по отношению к природным напряжения не снизятся до 20% от природных (бытовых) на этой же отметке. Эта отметка считается нижней границей сжимаемой толщи, а осадками за счет сжатия нижерасположенной толщи пренебрегают.

В СНиП 2.02.01 – 83 «Основания зданий и сооружений» глубина активной зоны сжатия находится графически путем построения эпюры напряжений от нагрузки и эпюры напряжений от действия собственного веса грунта и нахождения точки их пересечения (рис.3.1). Эти рекомендации являются весьма условными. Более, физически обоснованными являются другие способы, которые, к сожалению менее разработаны. Весьма логичен способ, основанный на условии, что в пределах активной зоны величины напряжений от внешней нагрузки превышают структурную прочность грунта.

Новый Свод правил СП 50-101-2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений» разработан НИИОСПом им. Н.М. Герсеванова. Преимуществом нового СП является объединение в одном документе вопросов проектирования и устройства оснований и фундаментов. Существенные изменения внесены в раздел «Расчет оснований по деформациям». Исключен метод расчета осадок фундаментных плит по схеме линейно-деформируемого слоя, занижающий осадки по сравнению с наблюдаемыми в натуре. Осадку основания с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства рекомендуется в общем случае определять по формуле (3.7).

При расчете осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м., допускается второе слагаемое в вышеуказанной формуле не учитывать из-за его малой величины.

Определение модуля деформации E_e предполагает проведение испытания грунта на сжатие с последующей разгрузкой и повторным нагружением, что необходимо делать для зданий и сооружений I уровня

ответственности. Для сооружений II и III уровней ответственности допускается принимать $E_e = 5E$.

Нижнюю границу сжимаемой толщи предполагается определять с учетом полного напряжения от внешней нагрузки σ_{zp} , а не дополнительного как рекомендовалось в СНиП 2.02.01 – 83*.

3.2. Примеры расчетов осадки оснований.

Для нахождения осадок основания под нагрузкой теоретически необходимо выбрать математическую модель основания и, затем, как правило, решить соответствующую краевую задачу для системы дифференциальных уравнений в частных производных. На этом пути возникают большие трудности математического, вычислительного и экономического характера (стоимость определения параметров модели неоднородного основания не должна быть соизмеримой со стоимостью самого сооружения).

Определить основные размеры и осадку центрально нагруженного отдельно стоящего фундамента под колонну промышленного здания. Здание не имеет подвала. Планировочная отметка совпадает с природным рельефом. Расчетная вертикальная нагрузка на фундамент составляет $N_0=310$ кН. Строительная площадка под проектируемое здание имеет следующее геологическое строение:

I — растительный слой мощностью 0,4 м ($\rho = 17$ кН/м³);

II — песок средней крупности, средней плотности, мощность слоя 2,5 м ($\rho=19,1$ кН/м³; $\rho_s=26,5$ кН/м³; $W=0,19$; $e=0,650$; $\varphi=30^\circ$; $c=2$ кПа; $E=25$ МПа);

III — песок пылеватый, средней плотности, влажный, мощность слоя 2,6 м ($\rho = 18,4$ кН/м³; $\rho_s=26,5$ кН/м³; $W=0,18$; $e = 0,700$; $\varphi = 24^\circ$; $c = 4$ кПа; $E=14,5$ МПа);

IV — супесь твердая, мощность слоя 4,8 м ($\rho = 21$ кН/м³; $\rho_s=27,5$ кН/м³; $W=$

0,20; $e=0,570$; $\varphi = 25^\circ$; $c = 14$ кПа; $E=22$ МПа);

V— глина полутвердая, мощность слоя 1,8 м ($\rho =27,7$ кН/м³; $W=0,20$; $e = 0,550$; $\varphi = 20^\circ$; $c = 65$ кПа; $E=28,2$ МПа)

Основные размеры фундаментов мелкого заложения (глубина и размеры подошвы) в большинстве случаев определяются исходя из расчета оснований по деформациям, который включает:

- подсчет нагрузок на фундамент;
- оценку инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства; определение и расчет физико-механических свойств грунтов;
- выбор заложения фундаментов;
- назначение предварительных размеров подошвы по конструктивным соображениям или исходя из условия, чтобы среднее давление на основание равнялось расчетному сопротивлению грунта;
- вычисления расчетного сопротивления грунта основания R по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} [M_\gamma K_Z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c C_{II}], \quad (3.8)$$

- Для определения основных размеров, нужно выполнить следующие условия

$$1) P \leq R$$

Расчет деформаций основания фундамента при среднем давлении под подошвой фундамента p , не превышающем расчетное сопротивление грунта R следует выполнять, применяя расчетную схему в виде линейно деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_c

где :

- γ_{c1} и γ_{c2} — коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице (3.2)
- M_γ, M_q, M_c — коэффициенты, принимаемые по таблице (3.3)
- k — коэффициент принимаемый равным единице, если прочностные характеристики грунта (φ_{II} и C_{II}) определены
- k_z — коэффициент, принимаемый равным единице при $b < 10$ м; $k_z = z_0/b + 0,2$ при $b \geq 10$ м (здесь $z_0 = 8$ м);
- b — ширина подошвы фундамента, м (при бетонной или щебеночной подготовке толщиной h_p допускается увеличивать b на $2h_p$);
- γ_{II} — осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³;
- γ'_{II} — то же, для грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м³;
- C_{II} — расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента кПа;
- d_1 — глубина заложения фундамента, м, бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундамента от пола подвала.
- d_b — глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м

табл(3.2)

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0
<p>Примечания: 1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований, в том числе за счет мероприятий, указанных в п. 2.70, б.</p> <p>2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице.</p> <p>3. При промежуточных значений L/H коэффициент γ_{c2} определяется по интерполяции.</p>			

табл(3.3) Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c

Угол о трения φ_{II} , град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,2}{1} [1,15 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 19,1 + 5,59 \cdot 1,2 \cdot 19,1 + 0 + 7,95 \cdot 2]$$

$$(M_q - 1) d_b \gamma'_{II} = 0, \text{ Здание не имеет подвала}$$

$$R = 224,902 \text{ кПа};$$

$$P_{II} = \frac{N_0}{F} = \frac{310}{1,2 \cdot 1,2} = 215,277 \text{ кПа};$$

$$215,277 < 224,902$$

Целью расчетов оснований по деформациям является ограничение абсолютных или относительных перемещений фундаментов и надфундаментных конструкций такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность вследствие появления недопустимых осадок, подъемов, кренов, изменения проектных уровней и положений конструкций, расстройств их соединений и т.п. При этом имеется в виду, что прочность и трещиностойкость фундаментов и надфундаментных конструкций проверены расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии сооружения и основания. Расчеты оснований по деформациям производят исходя из условия [СНиП 2.02.01-83]

$$2) S \leq S_u,$$

где

S – совместная деформация основания и сооружения, различные формы которой были показаны ранее;

S_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое нормами или заданием на проектирование.

Предельные значения совместной деформации основания и сооружения устанавливаются исходя из необходимости соблюдения:

а) архитектурных требований (недопустимость неприятных впечатлений от деформации сооружения в целом, ограничение взаимных смещений отдельных элементов конструкций и архитектурных деталей, обеспечение нормальных эксплуатационно-бытовых условий: ограничение уклонов полов, перекосов стен, дверных и оконных проемов и т.п.);

б) технологических требований (условия эксплуатации лифтов, подъемников и кранового оборудования, вводов и выпусков инженерных коммуникаций и т.д.);

в) требований к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций сооружения, включая его общую устойчивость.

Значения предельных деформаций устанавливаются соответствующими нормами проектирования, правилами эксплуатации оборудования или заданием на проектирование сооружения. В качестве примера в табл. 4.1 приведены рекомендуемые значения предельных деформаций основания некоторых типов сооружений. Более полные данные содержатся в СНиП 2.02.01.83.

При расчетах оснований по деформациям, исходя из условия $S \leq S_u$, необходимо учитывать возможность изменения как расчетных S , так и предельных S_u значений деформаций основания за счет применения строительных мероприятий по уменьшению сжимаемости и неоднородности грунтов основания, а также конструктивных мероприятий, направленных на снижение чувствительности сооружений к деформациям оснований.

Для расчета конечных (стабилизированных) осадок фундаментов мелкого заложения наибольшее распространение получил метод послойного суммирования.

табл(3.4) Предельные деформации основания S_u

Тип сооружения	Предельные деформации основания		
	Относительная разность осадок	Крен	Средняя осадка (в скобках указана максимальная осадка) S_u , см
1. Производственные и гражданские здания с полным каркасом: железобетонным металлическим	0,002	–	(8)
	0,004	–	(12)
2. Гибкие здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	–	(15)
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из: – крупных панелей – крупных блоков или кирпичной кладки без армирования – то же с устройством железобетонных поясов или армированием	0,0016	0,005	10
	0,002	0,005	10
	0,024	0,005	15
4. Жесткие сооружения высотой до 100 м (кроме элеваторов и дымовых труб)	–	0,004	20

Величины коэффициента α полученные по таблице(3.1)

N0	Z	α	$\sigma_{zp} = \alpha P_0, = \alpha(P_{II} - \sigma_{zg, o})$ кПа
1	0	1	192.357
2	0.4	0.850	163.503
3	0.8	0.590	113.490
4	1.2	0.386	74.249
5	1.3	0.323	62.131
6	1.7	0.199	38.279
7	2.1	0.137	26.352
8	2.5	0.097	18.658
9	2.9	0.076	14.619
10	3.3	0.062	11.926
11	3.7	0.052	10.002
12	3.9	0.048	9.233
13	4.3	0.037	7.117
14	4.7	0.031	5.963
15	5.1	0.025	4.808
16	5.5	0.021	4.039
17	5.9	0.019	3.654
18	6.3	0.016	3.077
19	6.7	0.014	2.693

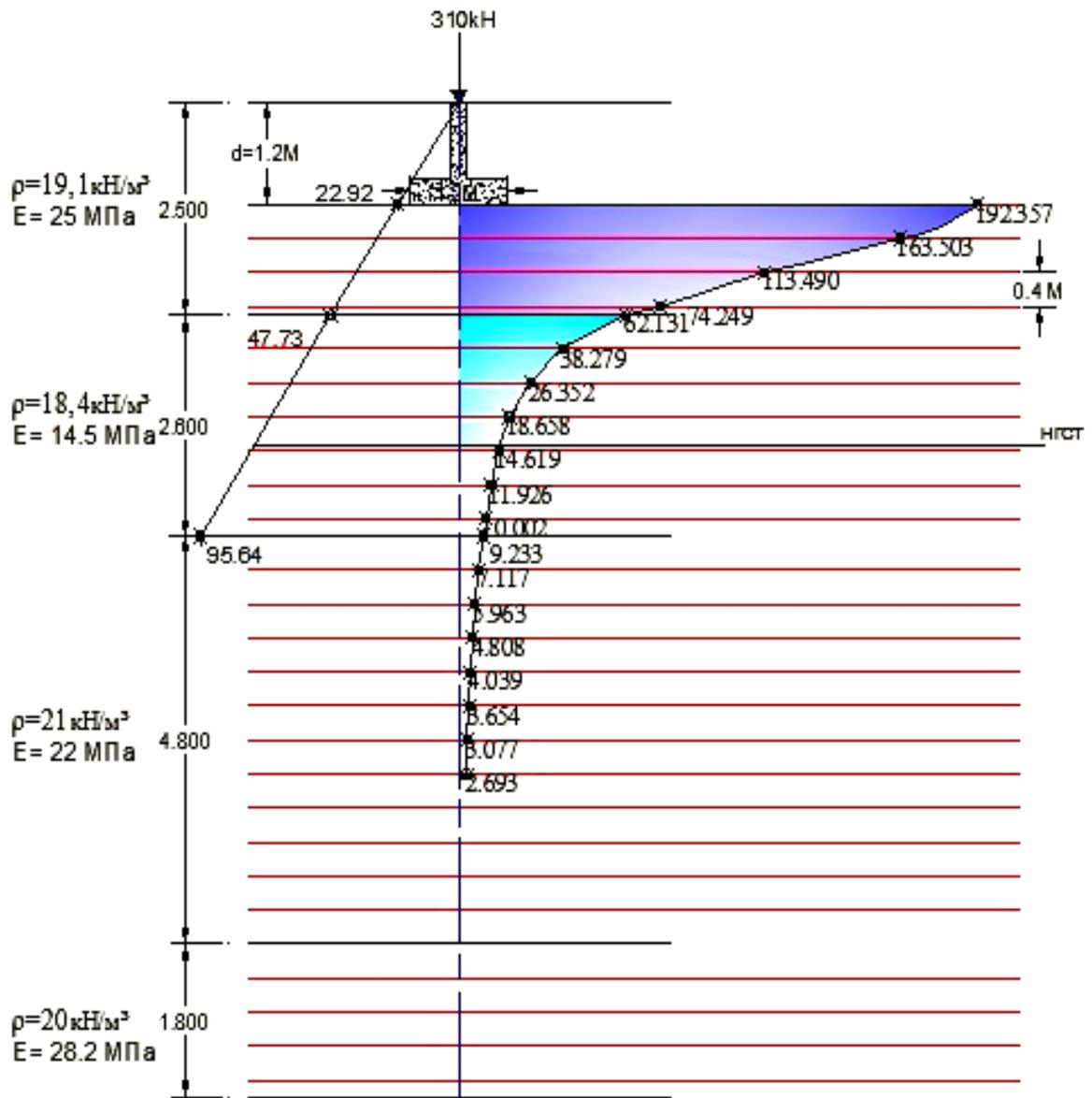


рис 3.2 Эпюры напряжений под подошвой фундамента

выличена совместной деформации рассчитана по формуле (3.6)

$$S = 0,8 \left(\frac{172,65}{25 * 1000} + \frac{48,63}{14.5 * 1000} \right) = 0,8 \left(\frac{6,906 + 3,281}{1000} \right) = 0,82 \text{ cm}$$

$$0,82 < 8 \sim 12 \text{ cm}$$

Осадка фундамента: 0,82 см

Глубина сжимаемой толщи: 2,83 м

Осадка ленточного фундамента составила 0,82 см.

Проверяем условие: $S = 0,82 \text{ см} < S_u = 0,08 \text{ м}$. - выполняется, следовательно расчет выполнен верно.

3.2.1. Пример расчёта осадки методом послойного элементарного суммирования для столбчатого фундамента.

Исходные данные:

$b = 1,9 \text{ м}$;

$d = 2,0 \text{ м}$.

Давление по подошве: 156 кПа.

Количество слоёв грунта: 3 (табл. 2).

Физико-механические свойства грунтов основания

Слой	Мощность, м	Модуль деформации, МПа	Удельный вес, кН/м ³
1	4	3,94	16,9
2	7,5	4,09	17,5
3	10,00	4,48	18,5

Расчет осадки фундамента:

Определение осадки фундамента производится методом послойного суммирования осадок элементарных слоев в пределах сжимающей толщи основания по формуле:

$$S = \beta \sum \frac{(h_i \sigma_{zp,i})}{E_{oi}},$$

где $\beta = 0,8$ - безразмерный коэффициент;

h_i – толщина элементарного слоя ($<0,4b = 0,4 \cdot 1,9 = 0,76$ м);

E_{oi} – модуль общей деформации элементарного слоя, МПа.

$\sigma_{zp,i}$ – среднее арифметическое значение напряжения в элементарном i -ом слое, МПа;

$$\sigma_{zp,i} = \sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,i-1}$$

Осадка основания вызывается дополнительным давлением P_0 , равным:

$$P_0 = P_{cp} - \sigma_{zg0},$$

где σ_{zg0} – вертикальное нормальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента.

$$\sigma_{zg0} = \bar{\gamma} d = 16,9 \cdot 2 = 33,8 \text{ кПа};$$

$$P_0 = 189,42 - 33,8 = 155,62 \text{ кПа}.$$

Расчет осадки на компьютере с помощью программы «Osadka»(табл. 3, 4, рис.6.)

Исходные данные

Количество слоев: 3.

Давление по подошве: 156 кПа.

Глубина заложения фундамента: 2 м.

Ширина подошвы фундамента: 1,9 м.

Длина подошвы фундамента: 2,9 м.

Геологические условия

Слой	Мощность, м	Модуль деформации, МПа	Удельный вес, кН/м ³
1	4	3,94	16,9
2	7,5	4,09	17,5
3	10,00	4,48	18,5

Результаты расчета осадки

Слой	Глубина, м	Осадка слоя, см	Объемный вес, кН/м ³	Доп. давление, кПа	Быт. давление, кПа	0,2 sig быт, кПа
1	2	1,187	16,9	156	40	8
2	2,38	1,101	16,9	151,8	46,422	9,2844
3	2,76	0,934	16,9	133,46	52,844	10,5688
4	3,14	0,75	16,9	108,6	59,266	11,8532
5	3,52	0,591	16,9	85,706	65,688	13,1376
6	3,9	0,466	16,9	67,374	72,11	14,422
7	4,28	0,372	16,9	53,413	78,532	15,7064
8	4,66	0,3	16,9	42,911	84,954	16,9908
9	5,04	0,247	16,9	34,979	91,376	18,2752
10	5,42	0,205	16,9	28,923	97,798	19,5596
11	5,8	0,173	16,9	24,234	104,22	20,844
12	6,18	0,145	16,9	20,552	110,642	22,1284

Осадка фундамента: 6,32 см.

Глубина сжимаемой толщи: 5,80 м.

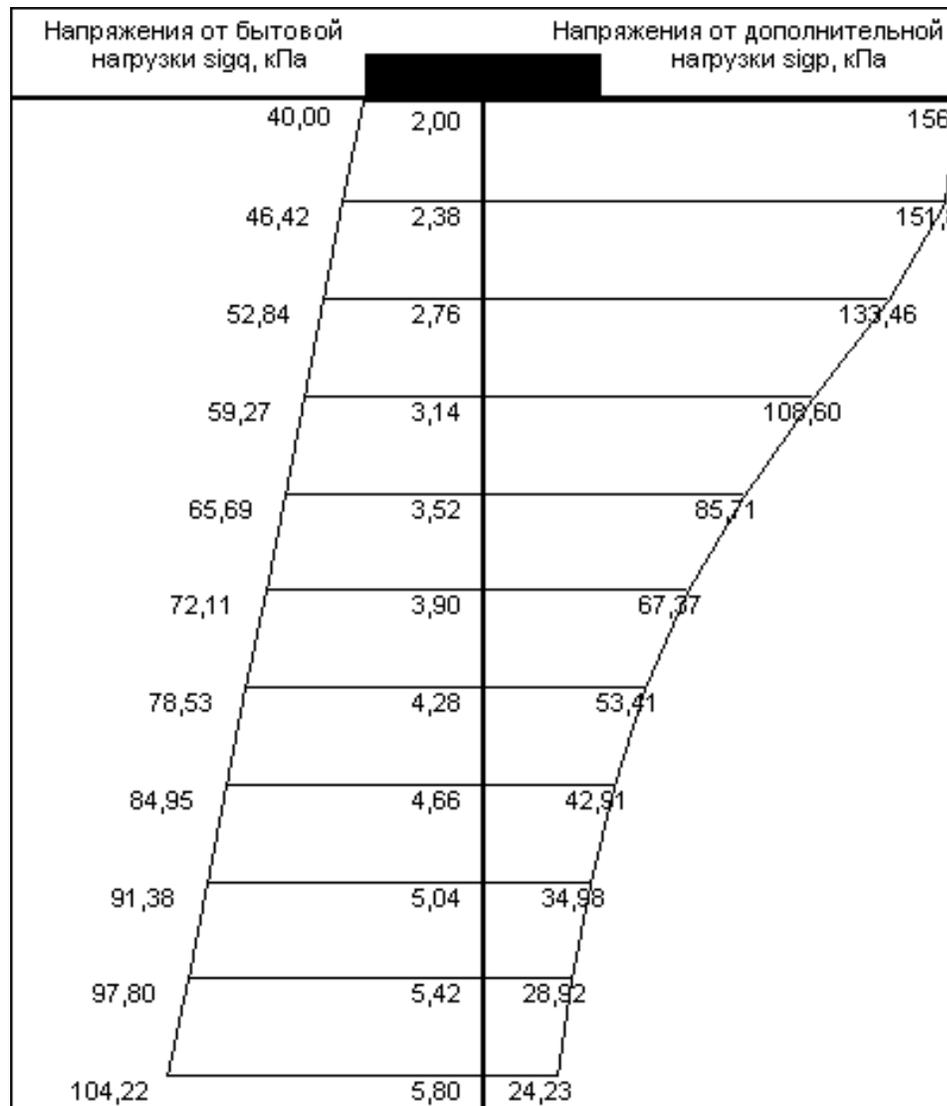


Рис.3.3. Эпюры напряжений под подошвой фундамента

Осадка столбчатого фундамента составила 6,32 см.,

Проверяем условие: $S = 0,0632 \text{ м} < S_u = 0,08 \text{ м}$.- выполняется, следовательно расчет выполнен верно

3.2.2 Пример расчёта осадки методом послойного элементарного суммирования для ленточного фундамента.

Расчет осадки на компьютере с помощью программы «Osadka»(табл. 5, 6, рис.7.)

Исходные данные

Количество слоев: 2

Давление по подошве: 160,6 кПа

Глубина заложения фундамента: 2,55 м

Ширина подошвы фундамента: 1,3 м

Длина подошвы фундамента: 1 м

Таблица 5

Геологические условия

Слой	Мощность, м	Модуль деформации, МПа	Удельный вес, кН/м ³
1	5	3,96	17,5
2	4	5,4	18,5

Таблица 6

Слой	Глубина, м	Осадка слоя, см	Объемный вес,кН/м ³	Доп. давление, кПа	Быт. давление, кПа	0,2 sig быт, кПа
1	2,55	0,819	17,5	160,600	51	10,2
2	2,81	0,708	17,5	151,080	55,55	11,11
3	3,07	0,534	17,5	118,350	60,1	12,02
4	3,33	0,382	17,5	84,959	64,65	12,93
5	3,59	0,276	17,5	60,633	69,2	13,84
6	3,85	0,204	17,5	44,275	73,75	14,75
7	4,11	0,155	17,5	33,288	78,3	15,66
8	4,37	0,121	17,5	25,737	82,85	16,57
9	4,63	0,097	17,5	20,398	87,4	17,48
10	4,89	0,104	17,5	16,515	91,95	18,39

Осадка фундамента: 3,29 см

Глубина сжимаемой толщи: 4,63 м

Осадка ленточного фундамента составила 3,29 см.

Проверяем условие: $S = 0,0329 \text{ м} < S_u = 0,08 \text{ м}$.- выполняется, следовательно расчет выполнен верно.

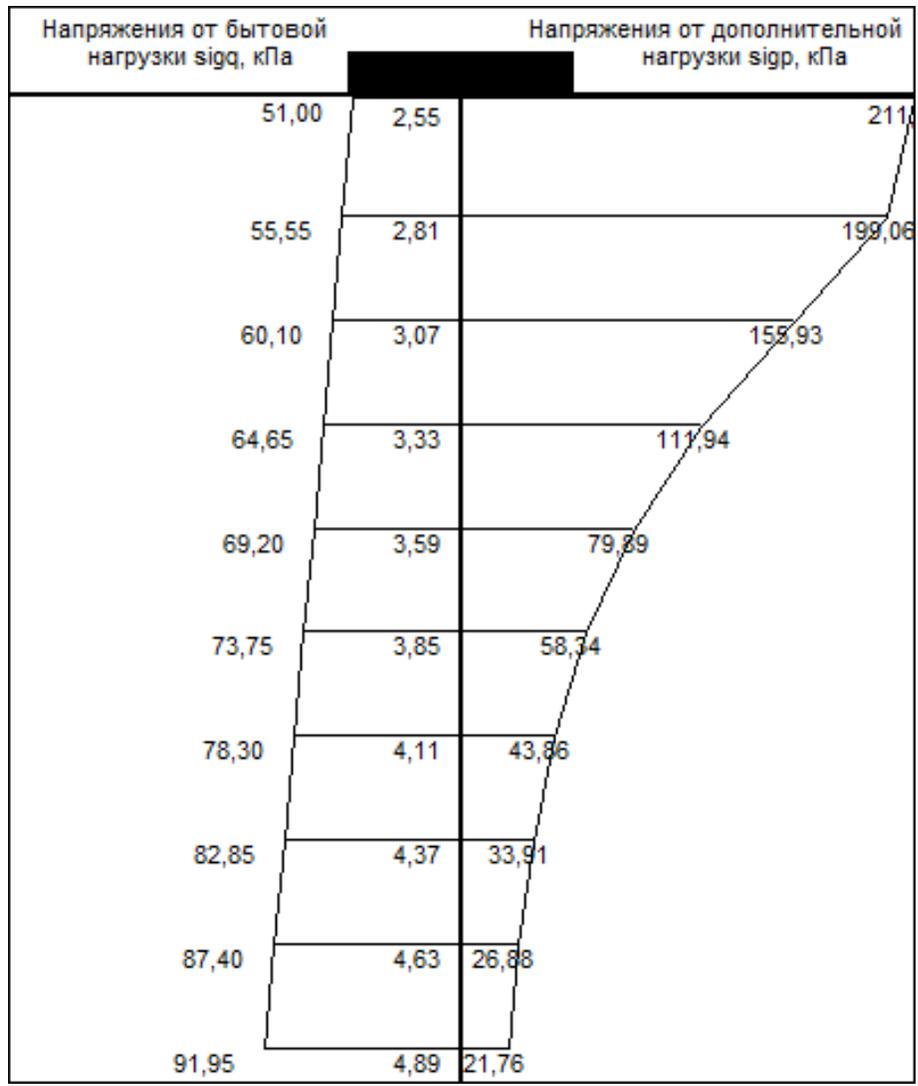


Рис.3.4. Эпюры напряжений под подошвой фундамента

Основные выводы по главам

1. В первой главе магистерской диссертации рассмотрены конструкции и методы расчета фундаментов мелкого заложения. Подробно изложено инженерно-геологическое обеспечение расчета оснований и фундаментов.

Определены физико-механические свойства грунтов в лаборатории «Механика грунтов». Разработан программный продукт, для обработки полученных лабораторным путем физико-механических свойств грунтов, который обеспечивает значительное упрощение работы и увеличение скорости тестирования и проектирования.

2. Во второй главе магистерской диссертации исследуется развитие метода послойного суммирования, приводится краткий обзор существующих методов расчета оснований фундаментов.

3. В третьей главе магистерской диссертации подробно рассмотрен метод послойного суммирования для расчета осадок фундаментов. Приводятся основные допущения метода послойного суммирования.

А также выполнены расчеты осадки основания методом послойного элементарного суммирования реальных объектов для столбчатого фундамента и для ленточного фундамента.

1. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. М: Стройиздат, 2005. 107 с.
2. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика/М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др.; под общ. Ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова.- М.: Госстройиздат, 1962. – 480 с.
3. Далматов Б.И. Основания и фундаменты. Ч.2. Основы геотехники – М.: Изд-во, АСВ; СПбГАСУ, 2002.- 392 с.
4. Цытович Н.А. Механика грунтов.- М.: Высш. школа, 1979. – 272 с.
5. Малышев М. В., Болдырев Г.Г. Механика грунтов. Основания и фундаменты – М.: Изд-во АСВ, 2004.- 328 с.
6. Чаповский Е.Г. Инженерная геология. – М.: Высш. школа, 1975.- 296 с.
7. Е.М. Сергеев. Грунтоведение – М., Изд-во МГУ, 1983. – 392 с.
8. Бабков В.Ф., Безрук В.М., Основы грунтоведения и механики грунтов – М.: Высш. школа, 1986.- 239 с.
9. Тер - Мартиросян З.Г. Механика грунтов.- М.: Изд. АВС, 2005. – 380 с.
10. Галашев, Ю. В. Экспериментальные исследования глубины сжимаемой толщи основания, нагруженного круглым штампом / Ю. В. Галашев, В. П. Дыба, А. Ю. Мурзенко // Экспериментально – теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов. - Новочеркасск, 1979. - С. 128-134.
11. ГОСТ 25100-95. Грунты. Классификация. - Введ. 01-07-96. - М. : Изд-во стандартов, 1996. – 37 с.
12. ГОСТ 30416-96. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения. – М., 1999.

13. Дыба, В. П. Исследование пластических явлений в плотном песчаном основании при осесимметричной нагрузке / В. П. Дыба, Ю. В. Галашев. – Новочеркасск, 1978. – Деп. в ЦИНИС 1978, № 970.
14. Дыба, В. П. Математическое моделирование пластически уплотняемой грунтовой среды / В. П. Дыба, М. П. Ширяева // Численно-аналитические методы : сб. науч. тр. / Юж.-Рос. гос. техн. ун-т. – Новочеркасск : ЮРГТУ, 2007. - С. 101-108.
15. Дыба, В.П., Моделирование процесса просадки оснований под ленточными фундаментами / В.П. Дыба, М.П. Ширяева // Изв. Вузов. Сев.-Кавк. Регион. Техн. науки. – 2006. Прил. № 12. – С. 18-25.
16. Егоров, К. Е. К расчету деформаций оснований /К.Е. Егоров //Сб. статей.- М, ФГУП «ВНИИНТПИ», 2002 – 400 с.
17. Зарецкий, Ю. К. Лекции по современной механике грунтов / Ю. К. Зарецкий. – Изд-во РГУ, 1989. – 608 с.
18. Малышев, М. В. Механика грунтов. Основания и фундаменты / М. В. Малышев, Г. Г. Болдырев. – М. : Изд-во АСВ, 2004. - 328 с.
19. Малышев, М. В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М. В. Малышев. - М. : Стройиздат, 1994. – 228 с.
20. Галашев Ю.В., Дыба В.П., Мурзенко А.Ю. Экспериментальное исследование сжимаемой толщи основания, нагруженного круглым жестким штампом// Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов: Межвуз. сб./ Новочерк. политех. ин-т. Новочеркасск, 1979. С.128-134.
21. Флорин В.А. Основы механики грунтов, т. 1, Госстройиздат. Л - М., 1961.- 437 с.

22. Аринина Э.В. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния песчаного основания при осесимметричном нагружении. Дис. канд. техн. наук. – Новочеркасск, 1972.-149 с.
23. Галашев Ю.В. Упругопластические деформации в песчаном основании круглого штампа. Дис. канд. техн. наук. – Новочеркасск, 1986. – 196 с.
24. Аринина Э.В., Борликов Г.М., Галашев Ю.В., Политов С.И. Экспериментальные исследования деформаций лессового основания под круглым жестким фундаментом в натуральных
25. Мустафаев А.А. Расчет оснований и фундаментов на просадочных грунтах. Уч. пособие для вузов.- М.: Высш. школа, 1979. – 368 с.
26. Широков В.И., Соломин В.И., Малышев М.В., Зарецкий Ю.К. Напряженное состояние и перемещения весоного нелинейно-деформируемого грунтового полупространства под круглым жестким штампом// Основания, фундаменты и механика грунтов. №1, 1970. – с. 2-5.
27. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика/ М.И. Горбунов –Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др.; под общ. Ред Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Госстройиздат, 1962. – 480 с.
28. Герсеванов Н.М., Польшин Д.Е. Теоретические основы механики грунтов.
29. Цытович Н.А. Расчет осадок фундаментов. М., Стройиздат. 1941.
30. Калошина С.В., Пономарев А.Б., Богомолов А.А. Анализ существующих методов расчета осадок зданий и напряженно-деформированного состояния оснований. Вестник ВолгГАСУ. Сер.: Строительство и архитектура 2008. Выпуск 9 (28), с 4-7.